N° d'ordre

THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITÉ SCIENTIFIQUE ET MÉDICALE DE GRENOBLE

pour obtenir le grade de

DOCTEUR ÈS-SCIENCES PHYSIQUES

par

Mikhaïl WAKIL
Ingénieur Civil de l'Université d'Alep (Syrie)
Ingénieur E.I.H.

SUJET

Rôle de la phase gazeuse dans l'infiltration et le drainage d'une colonne de sol stratifiée

Soutenue le 14 Mars 1972 devant la Commission d'Examen

M. L. SANTON	Président
M. M. BOUVARD M. R. DEGALLIER M. G. VACHAUD	Examinateurs

GRENOBLE

N° d'ordre

THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITÉ SCIENTIFIQUE ET MÉDICALE DE GRENOBLE

pour obtenir le grade de
DOCTEUR ÈS-SCIENCES PHYSIQUES

par

Mikhaïl WAKIL
Ingénieur Civil de l'Université d'Alep (Syrie)
Ingénieur E.I.H.

SUJET

Rôle de la phase gazeuse dans l'infiltration et le drainage d'une colonne de sol stratifiée

Soutenue le 14 Mars 1972 devant la Commission d'Examen

M. L. SANTON	Président
M. M. BOUVARD M. R. DEGALLIER M. G. VACHAUD	Examinateurs

GRENOBLE

UNIV.
LEIDEN
BIBL.

Dédiée à la mémoire de

Georges M. WAKIL

mon Père.

Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41544309_0040

AVANT - PROPOS

Les travaux qui font l'objet de ce mémoire ont été accomplis aux Laboratoires de Mécanique des Fluides de l'Université Scientifique et Médicale de GRENOBLE, section Milieux Poreux non saturés du groupe Hydrologie, grâce à une bourse du Centre International des Stages.

Monsieur le Professeur L. SANTON, Directeur du Groupe Hydrologie a accordé à nos travaux un très vif intérêt et il nous a fait l'honneur de présider le jury. Qu'il trouve ici l'expression de notre profonde gratitude.

Nous exprimons notre vive reconnaissance à Monsieur M. BOUVARD, Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique de GRENOBLE qui a bien voulu accepter de faire partie du jury, malgré ses multiples occupations. Nous le remercions très sincèrement.

Nous voulons également remercier Monsieur R. DEGALLIER, Chargé de Mission au Secrétariat Permanent pour l'Etude des Problèmes de l'Eau, qui a accepté de participer au jury de cette thèse et qui tout au long de ces travaux nous a très aimablement conseillé.

Nous avons l'agréable devoir d'exprimer notre très cordiale gratitude à Monsieur G. VACHAUD qui, en nous faisant bénéficier de sa longue et enrichissante expérience, nous a guidé avec efficacité et encouragé dans les différentes étapes de cette étude.

Ces recherches n'ont pu par ailleurs être menées à bien que grâce à un travail d'équipe. Nous tenons à ce que MM. VAUCLIN et KHANJI, qui ont très

activement participé à ces essais, trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude, ainsi que M. J-L. THONY, pour la bienveillante attention qu'il nous a manifesté lors de l'élaboration de ce mémoire.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à M. R. CARBONNIERES, Ingénieur en Chef du Génie Rural de la bienveillance qu'il a continuellement témoignée à notre égard.

Nous ne saurions enfin oublier les discussions intéressantes que nous avons pu avoir avec Messieurs R. CURTET, P. GUELIN, J. CISLER, L. DE BACKER, J-F. DAIAN, D. SMILES et L. STROOSNIJDER.

Nos remerciements s'adressent aussi à tout le Personnel Technique du Laboratoire et plus particulièrement à Messieurs HUSSENOT, BOLCATO et TAUNIER, ainsi qu'à Madame RICCIARDELLA qui a assuré la dactylographie de ce texte, Monsieur BRAULT et le Personnel du Service de Reprographie dont l'aide matérielle a été si précieuse et avec laquelle ce mémoire a pu être présenté sous sa forme définitive.

SOMMAIRE

Pages

INTRODUCTION 1

CHAPITRE I - GENERALITES SUR LES TRANSFERTS DANS UN SOL NON SATURE

I. FONDEMENTS DE LA DYNAMIQUE DES ECOULEMENTS EN MILIEU POREUX 5

1. Hypothèses fondamentales 6

2. Définitions des variables de l'écoulement 6

2.1. Teneur en eau 6
2.2. Succion capillaire 6

3. Equations générales de l'écoulement 7

3.1. Equation d'état 7
3.2. Equation de continuité 8
3.3. Equation dynamique 8
3.4. Equation de l'écoulement 8

4. Etude des relations : $\psi(\theta)$ et $K(\theta)$ 10

4.1. La relation $\psi(\theta)$ 10
a) L'hystérésis sur la loi $\psi(\theta)$.
b) L'influence de la dynamique de l'écoulement.
4.2. La relation $K(\theta)$ 14

II. ANALYSE DES TRANSFERTS DANS UN SOL STRATIFIE 18

1. Infiltration à débit constant 18

1.1. Cas d'un sol homogène 18
1.2. Cas d'un sol stratifié 19
a) Application aux stratifications de classe I (sable fin au-dessus de sable gros)
b) Application aux stratifications de classe II (sable gros au-dessus de sable fin)

.../..

2. Drainage gravitaire 26

2.1. Cas d'un sol homogène 26
2.2. Cas d'un sol stratifié 26
a) Application aux stratifications de classe I (sable fin au-dessus de sable gros).
b) Application aux stratifications de classe II (sable gros au-dessus de sable fin).

III. CONCLUSIONS - BUTS DE L'ETUDE 29

CHAPITRE II - PRINCIPES DE MESURE ET DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX

I. PRINCIPES DE MESURES 32

1. Mesure des teneurs en eau par absorption des rayons 32

1.1. Rappel de radioactivité 32
1.2. Loi d'absorption 32
1.3. Précision de la méthode de mesure 33
1.4. Conditions d'utilisation de la méthode 34

2. Mesure de la pression d'eau 35

2.1. Mesure classique de la succion capillaire 35
a) Principe de la mesure 35
b) Caractéristiques d'un dispositif tensiométrique 35

2.2. Mesure de la pression d'eau dans le cas où la phase air n'est pas à la pression atmosphérique 38

II. DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX 40

1. Le modèle physique 40

1.1. La colonne du sol 40
1.2. Dispositif de contrôle de la pression de l'air 40
1.3. Détermination de l'épaisseur de la colonne 43
1.4. La mise en place du sol 44

2. Les propriétés hydrologiques des deux sables 44

2.1. La relation : succion-teneur en eau 44
2.2. La conductivité hydraulique 46

3. Le dispositif de mesure des teneurs en eau 50

3.1. Equipement de mesure 50
3.2. Equipement mécanique 52
3.3. Détermination des coefficients d'absorption 52

4. Le dispositif de mesures tensiométriques 53

4.1. Le dispositif général 53
4.2. Le dispositif de mesure de la pression de l'eau dans le cas où la phase air est en charge 54

5. Les commandes et la centralisation de mesure 57

6. L'exploitation des résultats 59

CHAPITRE III - ETUDE DE L'INFILTRATION A DEBIT CONSTANT DANS UN SOL STRATIFIE

1. Introduction 67

2. Détermination de la valeur du flux critique : "q_c" 69

3. Description des essais 69

4. Essais d'infiltration avec fuite d'air latérale - Analyse des profils de succions et de teneur en eau - Effets des interfaces 72

5. Essais d'infiltration sans fuite d'air latérale - Etude de l'influence de la mise en pression de l'air sur le mécanisme de l'écoulement de l'eau 78

5.1. Essai $q = q_c$ (3 cm/h) 79
5.2. Essqi $q > q_c$ (6 cm/h) 84
5.3. Essai $q < q_c$ (1,25 cm/h) 90

Conclusion 91

CHAPITRE IV - ETUDE DU DRAINAGE DANS UN SOL STRATIFIE

1. Introduction 93

2. Description des essais 94

3. Etude de l'influence de l'interface du type "sable fin/sable gros" sur l'écoulement 95

3.1. Essais de drainage sans entrée d'air latérale 96
3.1.1. Etude de l'écoulement de la phase liquide..... 96
A - La répartition des pressions.
B - Etude du mécanisme de l'écoulement.
3.1.2. Etude de l'écoulement de la phase air 108
3.1.3. L'effet de la mise en dépression de la phase air sur la détermination de la relation : succion-teneur en eau 113
3.2. Essais de drainage avec entrée d'air latérale 120

4. Etude de l'influence de l'interface du type "sable gros/sable fin" sur l'écoulement 130

5. Etude de l'écoulement de l'eau en drainage au cours de rabattements successifs de la nappe 134

Conclusion 139

CONCLUSION - PORTEE ET APPLICATIONS DE L'ETUDE 141

NOTATIONS ET SYMBOLES

A	:	Tension superficielle de l'eau
$C(\psi)$	:	Capacité capillaire
d	:	Diamètre des interstices d'un matériau poreux
$D(\theta)$	:	Coefficient de diffusivité
g	:	Accélération de la pesanteur
I	:	Intensité d'un rayonnement radioactif
K	:	Coefficient de conductivité hydraulique
K_s	:	Coefficient de conductivité hydraulique du sol saturé
K'	:	Coefficient de conductance d'une paroi poreuse de tensiomètre
e	:	Epaisseur d'un absorbant traversé par un rayonnement
N	:	Taux de comptages gamma à travers un absorbant
N_o	:	Taux de comptages gamma à vide
N_s	:	Taux de comptage à travers le sol sec
N_w	:	Taux de comptage à travers le sol humide
p_a	:	Pression atmosphérique
p_g	:	Pression de la phase air
p_w	:	Pression de la phase liquide (eau)
$\overline{p}$	:	Pression du mélange air-eau
q	:	Flux ou débit unitaire
q_c	:	Flux critique
q_o	:	Flux passant à travers la côte $z = 0$
S	:	Sensibilité d'un dispositif manométrique
t	:	Temps
t_c	:	Temps de comptage
t_m	:	Temps mort

t_i : Temps correspondant à l'arrivée du front de drainage à la première interface

T : Température

V : Volume de l'eau écoulée

V_z : Vitesse de DARCY dans la direction z

X_s : Epaisseur du sol

z : Côte suivant la verticale (positivement vers le bas)

z_i : Côte d'une interface entre deux couches de sable

Z : Valeur de rabattement imposé à la nappe

θ : Teneur en eau volumique

θ_i : Teneur en eau volumique à la côte z_i

θ_s : Teneur en eau volumique de saturation

μ : Coefficient d'absorption d'un matériau

μ_s : Coefficient d'absorption du sol sec

μ_w : Coefficient d'absorption de l'eau

ρ : Masse volumique d'un matériau

ρ_d : Masse volumique du sol sec

ρ_w : Masse volumique de l'eau

σ : Ecart type

τ_r : Constance de temps de réponse d'un dispositif tensiométrique

ϕ : Potentiel total de l'eau

ψ : Succion

ψ_c : Pression capillaire

ψ_e : Pression d'entrée d'air

ψ_i : Succion à la côte z_i

ψ_{lh} : Branche principale de succion en humidification

ψ_{ld} : Branche principale de succion en drainage.

INTRODUCTION

L'eau, source de vie et d'énergie, contribue largement au développement du progrès social, technique et économique. Parmi les multiples contraintes qu'imposent l'évolution du monde moderne et les préoccupations nouvelles qui surgissent au fil des ans, l'acuité du problème des ressources en eau se précise de jour en jour.

Actuellement, parmi cet ensemble de préoccupations, les transferts en milieux poreux non saturés font l'objet de recherches approfondies. Longtemps méconnus, parfois totalement ignorés, ces transferts jouent cependant un rôle déterminant dans le cycle hydrologique. L'hydraulique des milieux poreux non saturés établit le trait d'union entre l'hydrologie de surface et l'hydrologie souterraine. Elle fait nécessairement partie intégrante de l'étude du cycle de l'eau. L'eau des précipitations atmosphériques se partage au sol en : eau de ruissellement et eau d'infiltration. Cette dernière alimente les nappes à surface libre après avoir transité par une zone non saturée qu'elle humidifie. L'hydraulique des milieux non saturés permet de ce fait de préciser le mécanisme de cette alimentation et ainsi d'établir la continuité des échanges hydriques entre le sol et l'atmosphère. Notons enfin que le mécanisme des transferts hydriques à travers cette zone, conditionne l'évaporation et l'évapotranspiration à travers les couches superficielles.

Il serait vain de s'étendre longuement sur l'intérêt qu'offre pour l'agriculture, l'étude des transferts dans la zone non saturée. Une irrigation rationnelle qui permet de maitriser à la fois les bonnes conditions d'alimentation en eau des plantes, et d'aération du sol ne peut être menée sans connaissances approfondies du mécanisme de transfert de l'eau dans le sol. La méconnaissance de ce mécanisme risque d'affecter le rendement des cultures, mais aussi, à la longue,

d'appauvrir les sols cultivables ; elle est à l'origine de la formation, au cours du temps, des vastes régions de sol à forte concentration saline, problème dont souffrent actuellement, une grande partie des régions arides et semi arides, telle que notamment la plupart des pays du Moyen-Orient et plus à l'est, le Pakistan. Soulignons que la mise en valeur de ces régions, ainsi que celle des régions marécageuses, nécessite une bonne connaissance du processus de drainage et de celui de l'infiltration au cours du lessivage des sols de forte salinité.

Enfin, l'intérêt de ce problème ne se limite pas au strict domaine de l'hydrologie et de l'agronomie, car il intéresse aussi l'ingénieur civil pour la construction des bâtiments, des routes et des barrages ... . Notons en effet que les propriétés mécaniques des sols sont fortement influencées par leur état d'humidité.

Grâce à ces domaines d'intérêts multiples, l'étude de la dynamique des écoulements en milieux poreux non saturés a connu, au cours de ces dernières années, un large développement, tant fondamental qu'appliqué. Il est possible, à l'heure actuelle, de préciser les lois qui régissent les différents types de transfert dans ces milieux.

La grande majorité des études consacrées à ces écoulements se sont basées sur deux hypothèses principales :

- l'air présent dans tout le milieu forme une phase continue et constamment à la pression atmosphérique ;
- le milieu poreux est homogène et isotrope ;

il découle de ces hypothèses, que seul l'écoulement de la phase liquide dans un sol homogène est considéré.

Si, compte tenu de ces deux hypothèses simplificatrices, il est permis en laboratoire de simuler en première approximation les écoulements in-situ, il ne fait cependant aucun doute que les conditions expérimentales qui en résultent ne sont pas toujours proches des conditions naturelles des écoulements.

En effet, s'il est admis de considérer que la résistance à l'écoulement de la phase air est nulle pour certains types d'écoulements (infiltration à faible débit ou drainage d'une colonne de sol homogène) la généralisation de cette hypothèse risque de conduire à une schématisation erronée des transferts d'eau dans la nature et à une mauvaise interprétation des résultats de mesures in-situ.

Ajoutons qu'il est très rare (sinon impossible) que le matériau soit, dans la nature, homogène et isotrope, car d'une manière générale, le sol est composé de strates de propriétés hydrologiques différentes déposées au cours des âges.

Nous nous proposons par conséquent, de préciser par cette étude, les caractéristiques de l'écoulement dans une colonne de sol stratifié en examinant plus particulièrement l'influence sur le mécanisme de l'écoulement, d'une discontinuité au sein du milieu, marquée par une interface franche séparant deux matériaux de propriétés hydrologiques nettement distinctes.

Nous analyserons par ailleurs, dans divers cas, le mouvement de la phase gazeuse.

L'étude effectuée concerne essentiellement deux types de transferts qui sont très représentatifs des écoulements naturels :

a) l'infiltration à débit constant qui simule l'irrigation par aspersion et les précipitations atmosphériques ;
b) le drainage dû aux rabattements des nappes.

L'étude en régime transitoire des écoulements simultanés en milieu poreux des deux phases : air et eau, exige des techniques expérimentales qui doivent permettre de déterminer (sans perturber l'écoulement) l'évolution des pressions des deux phases ainsi que l'évolution de la concentration en eau.

La méthode classique de mesures tensiométriques de la pression de l'eau, fera l'objet de quelques mises au point qui nous permettront ainsi de déterminer la pression de l'eau dans le cas où la phase air est en mouvement.

Après un rappel théorique comportant une analyse de l'infiltration et du drainage dans des sols non homogènes, nous décrirons les méthodes expérimentales utilisées puis analyserons les résultats obtenus.

°

° °

Cette recherche s'inscrit dans le cadre des études de la physique des écoulements en milieux poreux non saturés que poursuit la section d'étude des Milieux non Saturés du Groupe d'Hydrologie des Laboratoires de Mécanique des Fluides de l'Université de Grenoble.

Elle fait suite à une étude générale des écoulements en milieux poreux non saturés (VACHAUD, 1968), à une analyse particulière des phénomènes d'hystérésis affectant l'écoulement de l'eau dans les milieux poreux non saturés homogènes (THONY, 1970), ainsi qu'à une étude des effets dynamiques sur la relation succion-teneur en eau lors d'écoulements en ces milieux (VAUCLIN, 1971). Ces différents travaux effectués en laboratoire sont menés en liaison étroite avec des études d'écoulements in-situ (DAIAN, 1971).

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES TRANSFERTS DANS UN SOL NON SATURE

I. FONDEMENTS DE LA DYNAMIQUE DES ECOULEMENTS EN MILIEU POREUX NON SATURE

Les problèmes des écoulements en milieu non saturé présentent des aspects relativement complexes comparativement à ceux de la zone saturée. Il s'agit d'abord d'un système triphasique dans lequel les deux phases air et eau sont simultanément en écoulement ; de plus, aux forces de frottement au niveau des grains et à la gravité, viennent s'ajouter des forces de surface au niveau des interfaces.

Bien que notre étude ne se borne qu'à l'analyse de l'écoulement isotherme des deux phases : air et eau, ce type de transfert simple peut cependant constituer une représentation suffisamment satisfaisante d'un certain nombre de phénomènes importants, tels que le drainage et l'hymidification dans les sols naturels. Il représente également, d'un point de vue quantitatif, la part la plus importante des flux.

La première partie de ce chapitre constitue un rappel des théories classiques de l'écoulement dans le milieu non saturé. Nous en profiterons pour essayer de préciser les domaines de validité assez restreints des équations qui en résultent.

Nous nous consacrerons ensuite à l'étude théorique de l'écoulement unidirectionnel dans un sol stratifié, en insistant sur le rôle de l'interface entre les couches lors de l'écoulement de l'eau et de l'air.

Les essais effectués tendront essentiellement à vérifier les résultats théoriques ainsi obtenus.

°

° °

1. Hypothèses fondamentales

Devant la complexité du problème de l'écoulement en milieu non saturé, due à la multiplicité des champs de force agissant sur la masse de fluide s'écoulant à travers ce milieu, des hypothèses simplificatrices ont dû être avancées en vue d'établir un système d'équations solvables. Ces hypothèses sont les suivantes :

- l'écoulement est isotherme,
- la solution est de l'eau pure,
- l'air en tout point du milieu est à la pression atmosphérique,
- les propriétés physiques des fluides et du milieu sont constantes dans l'espace et dans le temps,
- le milieu est homogène et isotrope.

2. Définition des variables de l'écoulement

L'étude du mouvement de l'eau en sol non saturé conduit à définir deux variables essentielles caractérisant d'une part la concentration volumique en eau du milieu et d'autre part l'état énergétique de l'eau.

2.1. Teneur en eau

Les pores du milieu étant occupés par deux fluides : eau et air, on définit la teneur en eau volumique (θ) par le rapport du volume d'eau existant au volume total de sol :

$$\theta = \frac{V_w}{V_s} \qquad (I.1)$$

Cette valeur adimensionnelle est égale à la porosité lorsque le milieu est complètement saturé.

2.2. Succion capillaire

L'état de l'eau dans le milieu peut être défini par rapport à celui de l'eau libre par la pression (exprimée en hauteur d'eau) qu'il faut exercer pour équilibrer les forces de rétention de l'eau.

Rappelons que si l'on considère :

p_w : pression de l'eau
p_g : pression de la phase air
p_a : pression atmosphérique,

la pression capillaire exprimée en hauteur d'eau est égale à :

$$\psi_e' = \frac{p_w - p_g}{\rho_w g} \qquad (I.2)$$

où : ρ_w : la masse volumique de l'eau
g : l'accélération de la pesanteur.

Si l'on suppose que l'air forme une phase continue à la pression atmosphérique, l'équation (I.2) devient :

$$\psi = \frac{p_w - p_a}{\rho_w g} \qquad (I.3)$$

ψ ainsi défini est classiquement appelé "succion capillaire". On notera que cette grandeur a le signe de $p_w - p_a$ qui dans la zone non saturée est négative.

On définit également le potentiel capillaire ϕ, en un point du liquide par :

$$\phi = \psi - z \qquad (I.4)$$

où : z : est la cote de ce point à partir de la surface du sol, l'axe Oz étant défini positivement vers le bas.

Rappelons que le mouvement de l'eau dans le sol s'effectue toujours des zones de plus fort potentiel à celles de potentiel plus faible.

A l'état d'équilibre, le gradient de potentiel $\frac{d\phi}{dz}$ est nul et la répartition des pressions est alors hydrostatique ($\frac{d\psi}{dz} = 1$).

3. Equations générales de l'écoulement

La description mathématique de l'écoulement de l'eau dans le sol est basée sur les lois générales appliquées à tout fluide en mouvement. Ces lois sont : l'équation d'état, l'équation de continuité et l'équation dynamique.

3.1. Equation d'état

L'équation de l'état thermodynamique de l'eau en écoulement dans la zone non saturée peut se mettre sous la forme :

$$p_w = f(T, \rho_w, \theta) \qquad (I.5)$$

indiquant que la pression de l'eau est fonction de la température T, de sa masse volumique et de sa concentration dans le milieu.

En considérant que l'eau est un fluide incompressible et que l'écoulement est isotherme, (I.5) devient :

$$p_w = f(\theta)$$

indiquant que la pression de l'eau est fonction de sa concentration.

3.2. Equation de continuité

L'équation de continuité pour un écoulement non permanent d'un fluide incompressible, unidirectionnel suivant la verticale Oz, s'écrit :

$$-\frac{\partial V_z}{\partial z} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \qquad (I.7)$$

où : V_z : vitesse dans la direction z.

3.3. Equation dynamique

L'équation dynamique de l'écoulement est celle de DARCY. L'application de cette équation, à l'écoulement de l'eau dans le milieu non saturé a été suggérée d'abord par RICHARDS 1931, CHILDS 1936, puis vérifiée par YOUNGS 1957, VACHAUD 1966, WATSON 1966. Rappelons que dans ce cas le coefficient de conductivité varie très fortement avec la teneur en eau.

Ainsi, pour un écoulement unidirectionnel suivant l'axe Oz, cette équation devient :

$$V_z = -K(\theta)\left(\frac{d\emptyset}{dz}\right) \qquad (I.8)$$

où V_z : vitesse de DARCY ou flux surfacique.

Notons que pour l'argile et du fait des interactions particuliers entre le sol et l'eau (gonflement) l'application de la loi de DARCY est limitée (SWARTZENDRUBER, 1968).

3.4. L'équation de l'écoulement

L'équation de l'écoulement unidirectionnel s'obtient en combinant les équations (I.7) et (I.8), ce qui donne :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left[K(\theta)\left(\frac{\partial \psi}{\partial z} - 1\right)\right] \qquad (I.9)$$

On note que cette équation contient les deux variables ψ et θ . Pour en obtenir la solution on peut éliminer une des variables et obtenir :

α) soit l'équation de l'écoulement avec la variable θ :

Cette équation est obtenue en utilisant la transformation :

$$D(\theta) = K(\theta) \frac{d\psi}{d\theta} \qquad (I.10)$$

Le terme D est appelé "coefficient de diffusivité". CHILDS et COLLIS-GEORGE (1950), furent les premiers à introduire ce coefficient. Notons que ce coefficient n'a pas de signification physique.

En introduisant $D(\theta)$ dans l'équation (I.9), on obtient :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(D(\theta)\frac{\partial\theta}{\partial z}\right) - \frac{\partial K(\theta)}{\partial z} \qquad (I.11)$$

Notons que dans le cas d'un écoulement horizontal, on obtient avec ce formalisme, l'équation :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(D(\theta)\frac{\partial\theta}{\partial z}\right) \qquad (I.12)$$

qui est une équation de diffusion de type non-linéaire.

β) soit l'équation de l'écoulement avec la variable ψ :

RICHARDS 1931, a introduit la variable :

$$C = \frac{d\theta}{d\psi} \qquad (I.13)$$

qui est définie comme la capacité capillaire du sol.

En remplaçant C dans l'équation (I.9), on obtient :

$$C(\psi)\frac{\partial\psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left[K(\psi)\frac{\partial\psi}{dz}\right] - \frac{\partial K(\psi)}{\partial z} \qquad (I.14)$$

qui contient uniquement la variable ψ .

L'équation (I.9) a été résolue pour différentes conditions initiales et aux limites. Plusieurs solutions numériques ont été présentées parmi lesquelles on peut citer celles proposées par : WHISLER et KLUTE 1965, LIAKAPOULOS 1965, RUBIN 1967, WHISLER et WATSON 1968, WATSON 1971.

On constate, dans les équations (I.11) et (I.14) que l'écoulement de l'eau dans le milieu non saturé dépend principalement des deux grandeurs fondamentales $\psi(\theta)$ et $K(\theta)$. Ces deux grandeurs caractérisent les propriétés hydrologiques fondamentales du milieu. Ajoutons que ces grandeurs sont soumises à des effets d'hystérésis. Si la solution de l'équation (I.9) peut être obtenue dans le cas de fonctions $\psi(\theta)$ et $K(\theta)$ uniques, (ce qui correspond à une infiltration dans un sol sec ou drainage d'un sol complètement saturé), elle est infiniment plus complexe dans tous les autres cas : drainage après une infiltration ou infiltration après un drainage (WHISLER, 1968).

4. Etude des relations $\psi(\theta)$ et $K(\theta)$.

4.1. La relation $\psi(\theta)$

On sait que les deux variables ψ et θ sont intimement liées. Les forces de rétention de l'eau sont d'autant plus grandes que la teneur en eau du sol est faible.

Or la relation entre la succion ψ et la teneur en eau θ n'est pas unique, elle est influencée :

- d'une part par les phénomènes d'hystérésis
- d'autre part par des effets dynamiques. Ce dernier effet ayant été récemment mis en évidence.

a) L'hystérésis sur la loi $\psi(\theta)$

Une des lacunes essentielles de la théorie des écoulements en milieu non saturé provient de l'absence de modèles physiques satisfaisants pour décrire le phénomène d'hystérésis affectant la relation : succion-teneur en eau, bien que d'importantes études expérimentales aient été effectuées (COLLIS-GEORGE, 1955 ; YOUNGS, 1958 ; STAPLE, 1962 ; TOPP-MILLER, 1966 ; VACHAUD, 1966 ; THONY, 1970 ; TOPP, 1971). Ces résultats permettent de dégager quelques principes généraux des caractéristiques de l'hystérésis et d'apprécier son importance, mais il est certain que celle-ci dépend fortement de la nature du matériau et notamment de sa composition granulométrique.

Il est maintenant bien connu que la relation entre la succion et la teneur en eau, pour un matériau donné, peut être décrite par une famille de courbes limitées par deux courbes enveloppées correspondant :

- la première à l'humidification à partir de l'état sec du sol jusqu'à la saturation complète ;

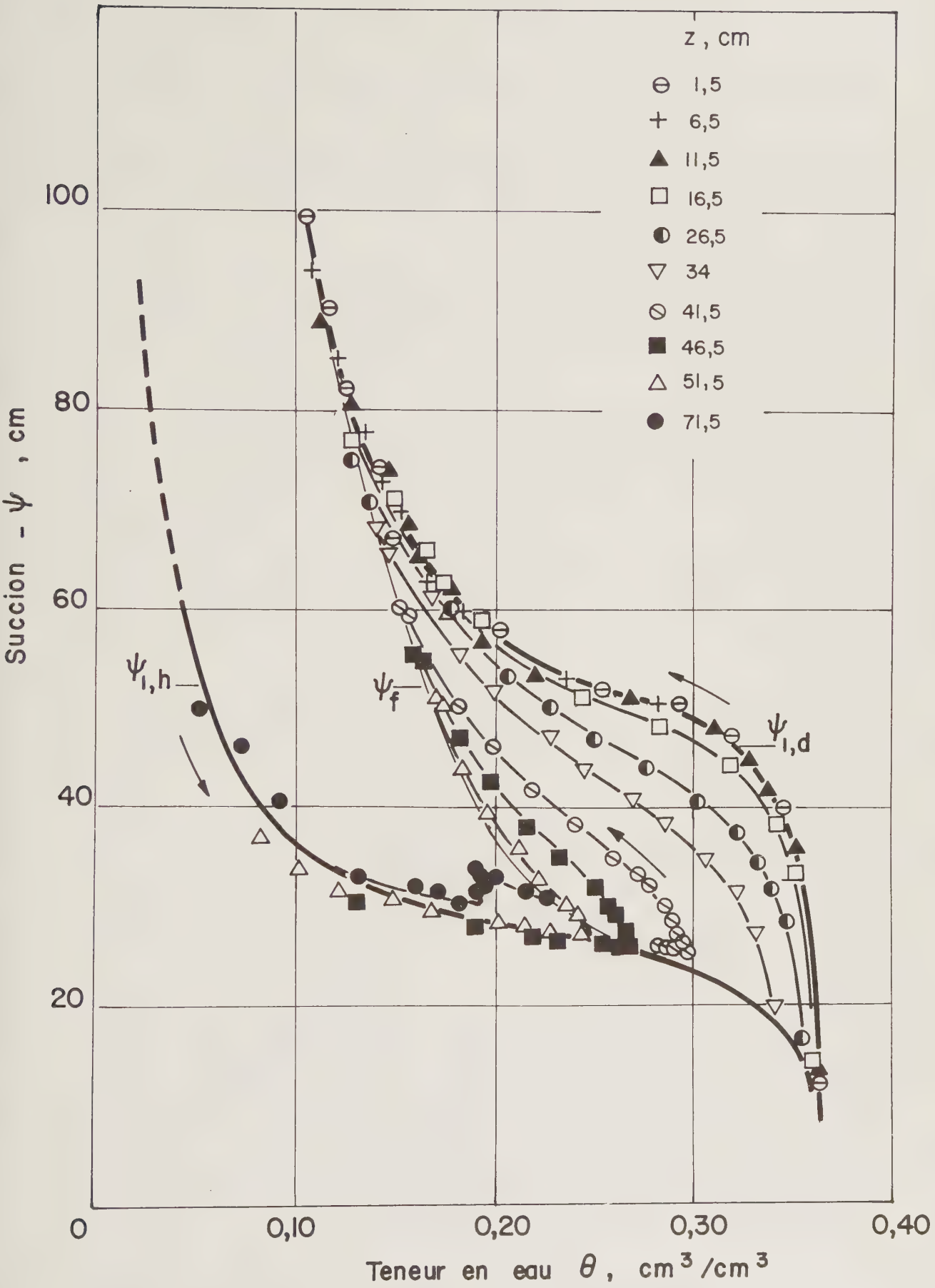


FIG. (I.1) - Effets d'hystérésis dans la relation succion-teneur en eau

• la seconde, au drainage à partir de l'état saturé jusqu'à l'état sec.

La relation ψ (θ) relative à l'évolution de l'état hydrique d'un sol partant d'un état initial intermédiaire entre ces deux limites extrêmes est représentée par une courbe intermédiaire (scanning curve).

Nous avons rapporté, dans la figure (I.1), les courbes ψ (θ) obtenues par THONY (1970). Le tracé de ces courbes permet de mettre en évidence les domaines d'hystérésis avec les deux courbes enveloppes (ψ_{1d} et ψ_{1h}) et les réseaux des courbes primaires en drainage.

b) L'influence de la dynamique de l'écoulement

Des résultats récents (TOPP, 1967) et (SEDGLEY, 1967), ont permis de mettre en évidence que la dynamique de l'écoulement peut également avoir une forte influence sur la relation $\psi(\theta)$, la courbe ψ (θ) obtenue durant un écoulement ne correspondant pas toujours aux valeurs obtenues lors d'essais statiques. Notons qu'on entend par "statique", la relation $\psi(\theta)$ obtenue en imposant successivement un nombre très grand de pas de succion de très faible valeur et en attendant pour chaque pas que l'équilibre soit établi .

Des essais effectués par SMILES-VACHAUD-VAUCLIN (1971), ont permis d'établir que, durant le drainage d'une colonne de sol horizontal, la loi ψ (θ) dépend notamment de la variation de la pression d'eau imposée au sol pour provoquer le drainage.

Afin de mieux définir cette dépendance,des essais similaires ont été effectués par VACHAUD-VAUCLIN-WAKIL (1971) sur une colonne de sol verticale.

Certains des résultats obtenus sont rapportés sur les figures (I.2.a,b). Ils correspondent à l'évolution de la relation ψ (θ) à différents niveaux de la colonne durant un rabattement de nappe.

En résumé, ces résultats mettent en évidence les principes suivants :

1) La relation ψ (θ) n'est pas identique pour des conditions d'écoulement dynamiques transitoires et pour des conditions d'équilibre statique.

2) Pour chaque section de mesure il existe une relation ψ (θ). Les courbes ψ (θ) dynamiques des différentes sections se rapprochent d'autant plus de la courbe statique que l'on est loin de la surface du sol.

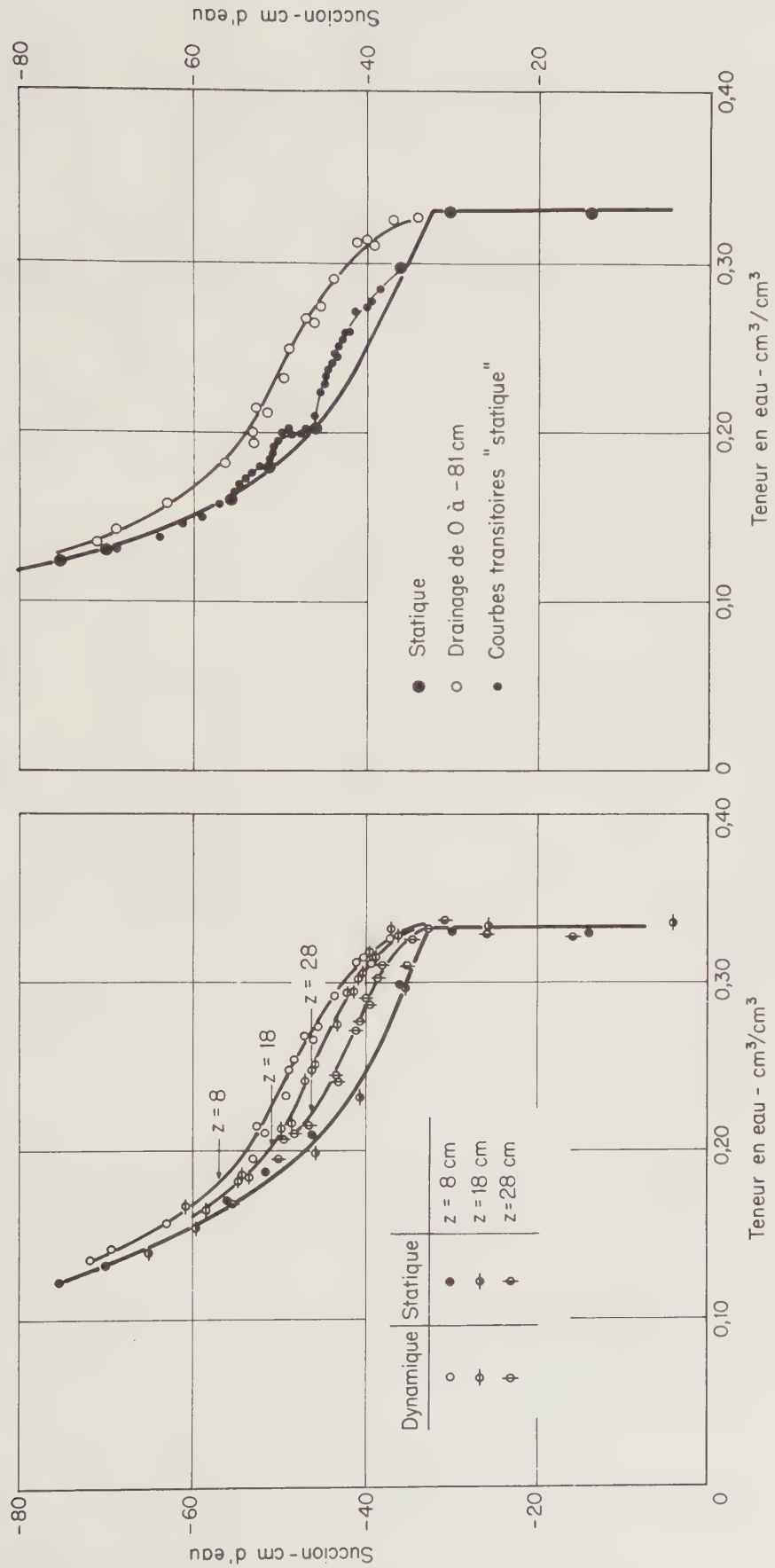


FIG. (I.2) - Courbe $\psi(\theta)$ dynamique et statique :
a) durant un essai de drainage (0 à 81 cm) dans différentes sections.
b) pour la section z = 8 cm durant les essais ayant conduit à la détermination de la courbe statique.

Une étude détaillée de l'effet dynamique sur la relation succion-teneur en eau est développée dans la thèse de VAUCLIN (1971).

4.2. La relation K(θ)

On sait que la valeur de la conductivité hydraulique varie avec la teneur en eau. Sa valeur maximale correspond à la teneur en eau de saturation.

Le problème de l'hystérésis sur K est très controversé. Ainsi TOPP et MILLER (1966) montrent qu'il existe une hystérésis importante entre K et ψ , mais une relation unique entre K et θ . Ce schéma est la base de la méthode d'intégration numérique de l'équation (I.9) proposée par RUBIN (1967) et IBRAHIM et BRUTSAERT (1968). Par contre, la méthode proposée par WHISLER et KLUTE (1965 et 1967) se base sur l'existence d'une hystérésis aussi bien entre K et θ qu'entre K et ψ . Cette dernière hypothèse a été vérifiée par POULOVASSILIS (1969).

Des résultats analogues à ceux de TOPP et MILLER (1966), ont été obtenus par VACHAUD et WAKIL (1970), sur une colonne de sol homogène soumise à une série d'infiltrations et de drainages.

Dans les figures (I.3) et (I.4) nous avons rapporté les valeurs de K(θ) et K(ψ) obtenues. En résumé ces courbes montrent :

a) qu'il existe une hystérésis importante entre les courbes K(θ) relatives à l'humidification à partir du sol sec et au drainage à partir du sol saturé.

b) sitôt que le sol s'humidifie, cette hystérésis devient négligeable et l'écart entre les courbes expérimentales est du même ordre de grandeur que l'indétermination sur la valeur de K.

°

° °

On conçoit donc aisément que même lorsque les hypothèses exposées au début de ce rappel théorique sont valables, des conditions restrictives restent opposées à l'application générale de la théorie classique parce que :

- d'une part, les phénomènes d'hystérésis peuvent jouer un rôle important, l'estimation de l'allure des courbes intermédiaires étant très délicate ; cette même difficulté se présente pour la relation K(θ).

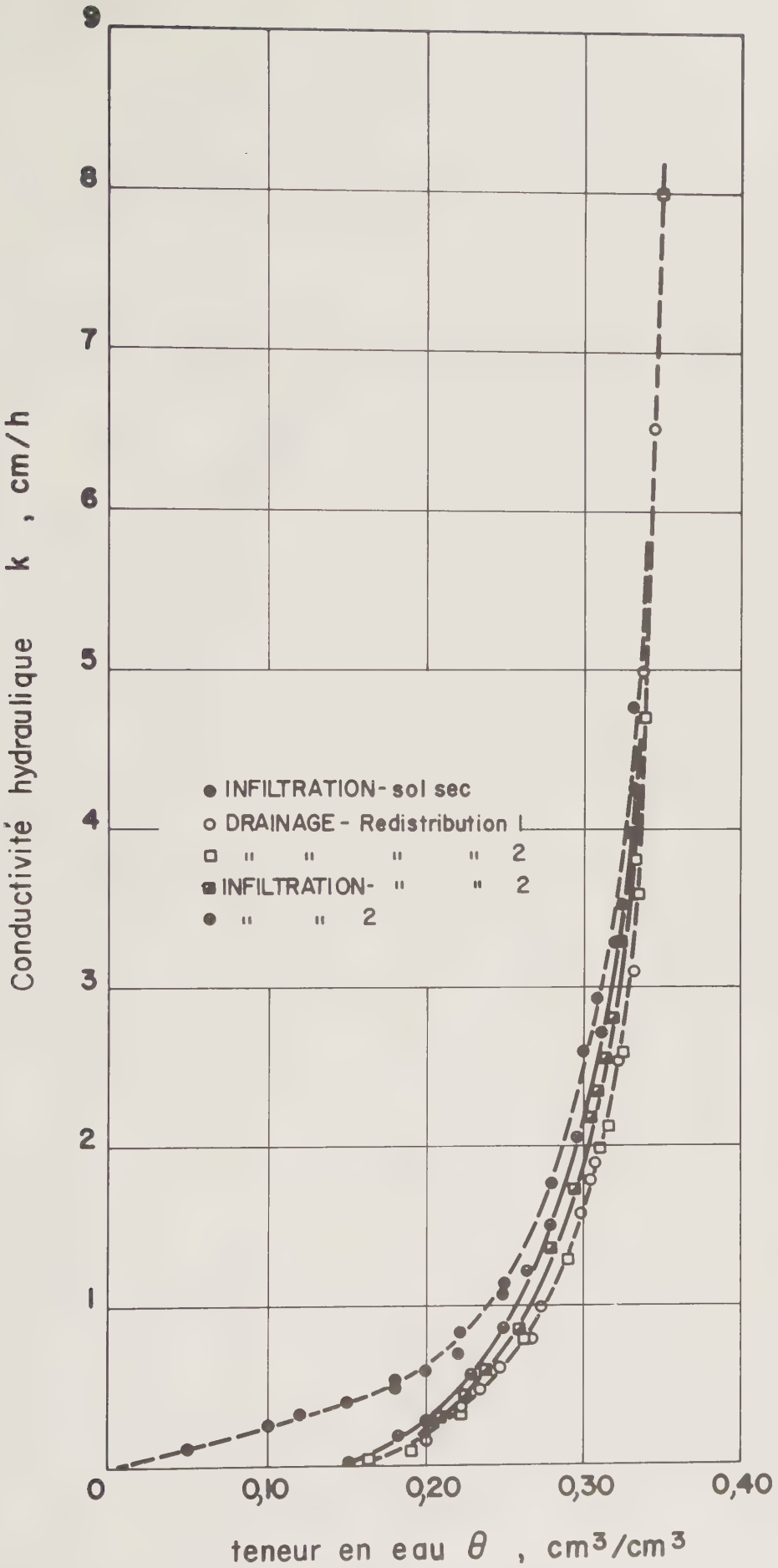


FIG. (I.3) - Effets d'hystérésis dans la relation K(θ).

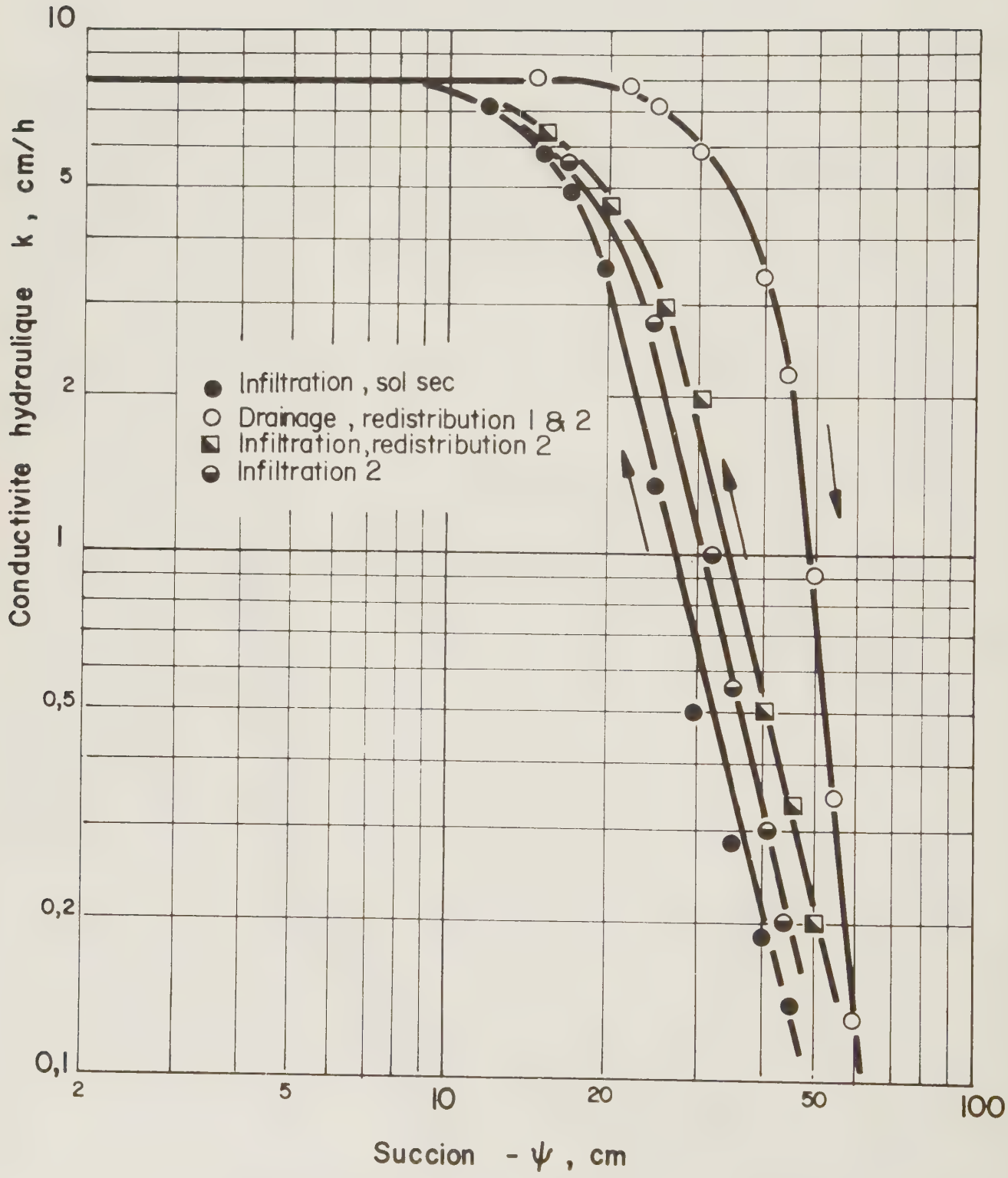


FIG. (I.4) - Effets d'hystérésis dans la relation K(ψ).

- d'autre part, les effets dynamiques ne sont pas négligeables. Ainsi même en partant de la teneur en eau de saturation, il est impossible d'estimer à priori, durant un drainage, l'allure de la courbe $\psi(\theta)$ car cette relation dépendra de la cote du point et de la valeur du rabattement imposé à la nappe.

II. ANALYSE DES TRANSFERTS DANS UN SOL STRATIFIE

Nous n'avons pas, jusqu'à présent, étudié la validité de l'hypothèse fondamentale émise au §(I.1) et portant sur la supposition que l'air présent dans la zone non saturée forme une phase continue en permanence reliée à l'atmosphère.

Il est clair cependant, que pour certains types d'écoulements, cette hypothèse n'est pas vérifiée. C'est le cas par exemple de l'avancement d'un front de saturation au cours d'une infiltration. La phase air, piégée entre la nappe et le front d'humidification, se met en compression. Il est évident qu'il faut dans ce cas, considérer l'écoulement des deux phases air et eau si l'on désire procéder à une analyse théorique réaliste.

Ces phénomènes étant de plus amplifiés par la présence de stratifications dans les horizons du sol, en raison des propriétés de perméabilités relatives de couches de granulométries différentes entre elles, nous avons choisi ce type de sol pour mener notre analyse et nos expériences.

L'analyse que nous allons présenter est essentiellement relative à deux types de transferts qui sont très représentatifs des problèmes rencontrés in-situ : infiltration à débit constant et drainage. Dans ces deux cas, nous étudierons spécialement les conditions régnant à l'interface entre deux strates, conditions qui contrôlent complètement l'écoulement.

Après avoir rapidement rappelé dans chaque cas, les résultats obtenus lors d'un transfert dans un sol homogène, nous étudierons l'influence des perméabilités relatives des deux couches, et de la condition d'interface, dans les deux cas suivants :

1) une couche de fine granulométrie repose au-dessus d'une couche de grosse granulométrie (sable fin au-dessus d'un sable gros) ;

2) une couche de grosse granulométrie est au-dessus d'une couche de fine granulométrie (inverse 1).

Ces deux cas seront respectivement notés par la suite "stratification de classe I" et "stratification de classe II".

1. Infiltration à débit constant

1.1. Cas d'un sol homogène

On peut appliquer l'équation de l'écoulement (I.9) à une infiltration à débit constant dans une colonne verticale de sol homogène. Les conditions initiales

et aux limites sont alors :

$$t < 0 \qquad z \geqslant 0 \qquad \theta = \theta_i(z)$$

$$t \geqslant 0 \qquad z = 0 \qquad q_0 = -K\left(\frac{\partial \psi}{\partial z} - 1\right) = \text{Cste.}$$

où q_0 est le flux passant à travers la surface ($z = 0$).

Ce cas a notamment été étudié par YOUNGS (1959) et RUBIN-STEINHARDT (1963).

On notera que sitôt que le sommet de la colonne atteint une teneur en eau constante, on obtient $\left(\frac{\partial \psi}{\partial z}\right)_{z=0} = 0$ et $q_0 = K$. Lorsque l'infiltration évolue, une zone de teneur en eau constante, donc de succion constante, se développe, et l'écoulement correspond alors à un écoulement gravitaire. Notons que la valeur du flux q_0 fixe automatiquement les valeurs de ψ et de θ à la surface du sol par les relations $K(\psi)$ et $K(\theta)$.

Il est évident qu'une limite importante du flux d'infiltration correspondra à :

$$q_0 = K_s$$

où K_s est la conductivité hydraulique du sol saturé. On pourra considérer les trois cas suivants :

- $q_0 \quad K_s$, θ et ψ obtenus à la surface du sol seront respectivement inférieurs à la teneur en eau de saturation θ_s et à la pression d'entrée d'air ψ_e. Rappelons que cette dernière valeur correspond également à la hauteur de la "frange capillaire", et que ψ est une grandeur négative dans la zone non saturée.
- $q_0 = K_s$, on a alors $\theta = \theta_s$ et $\psi_e < \psi < 0$ à la surface du sol.
- $q_0 \quad K_s$, il se forme une lame d'eau à la surface du sol, où l'on a $\theta = \theta_s$, mais $\psi > 0$.

1.2. Cas d'un sol stratifié

Le même schéma peut s'appliquer pour un sol stratifié, mais les conditions d'interfaces conduisent à considérer les deux conditions suivantes :

α) pour une valeur de q_0 donnée, les valeurs de ψ et θ obtenues dans chaque couche pour l'écoulement gravitaire seront différentes et uniquement fonction des caractéristiques hydrologiques des couches (d'après les lois $\psi(\theta)$ et $k(\psi)$ de chaque matériau).

β) à l'interface la condition de continuité de pression impose que la même valeur de la succion règne des deux côtés. Ceci implique :

. une discontinuité des teneurs en eau,

. une discontinuité dans la pente de la courbe $\psi(z)$, puisqu'à débit constant on doit avoir :

$$- K_1\left(\frac{d\psi_1}{dz} - 1\right) = - K_2\left(\frac{d\psi_2}{dz} - 1\right) = q_0 \qquad (I.15)$$

où les indices 1 et 2 sont relatifs aux deux couches.

Nous allons rapidement étudier ces conditions pour chacun des deux schémas de stratification considérés.

a) Application aux stratifications de classe I(sable fin sur sable gros)

Ce cas correspond à une colonne semi-infinie formée d'une couche de sable fin surmontant une couche de gravier, ou de sable de grosse granulométrie. On suppose connu pour chacune de ces couches, respectivement référencées par la suite par les indices 1 et 2, les relations $K(\psi)$, $K(\theta)$ et $\psi(\theta)$.

Considérons une infiltration correspondant à un flux q_0 constant à la surface du sol, et plaçons nous à un instant t tel que le front d'infiltration ait déjà dépassé l'interface, et que le sommet de la deuxième couche soit soumis à un écoulement gravitaire. Soit $z = z_i$, la côte de l'interface, figure (I.5).

Le régime étant à fortiori gravitaire à la surface du sol, s'il l'est pour $z > z_i$, les conditions de flux imposent :

- à la surface du sol : $\theta = \theta_0$, $\psi = \psi_0$ et $\left(\frac{d\psi}{dz}\right)_{z=0} = 0$
- à l'interface : $\psi_1 = \psi_2$ et $\theta_2 < \theta_1$. Cette dernière condition provenant de l'allure des courbes $\psi(\theta)$ correspondant au schéma I.

Une analyse géométrique simple, basée sur la loi de DARCY, montre que le seul cas de figure possible satisfaisant à la condition de débit constant dans toutes les sections de la colonne en régime établi, est celui donné figure (I.5) :

- La distribution de succion correspond à une zone de succion constante $\psi = \psi_0$ au sommet de la couche supérieure, la succion augmente ensuite régulièrement de

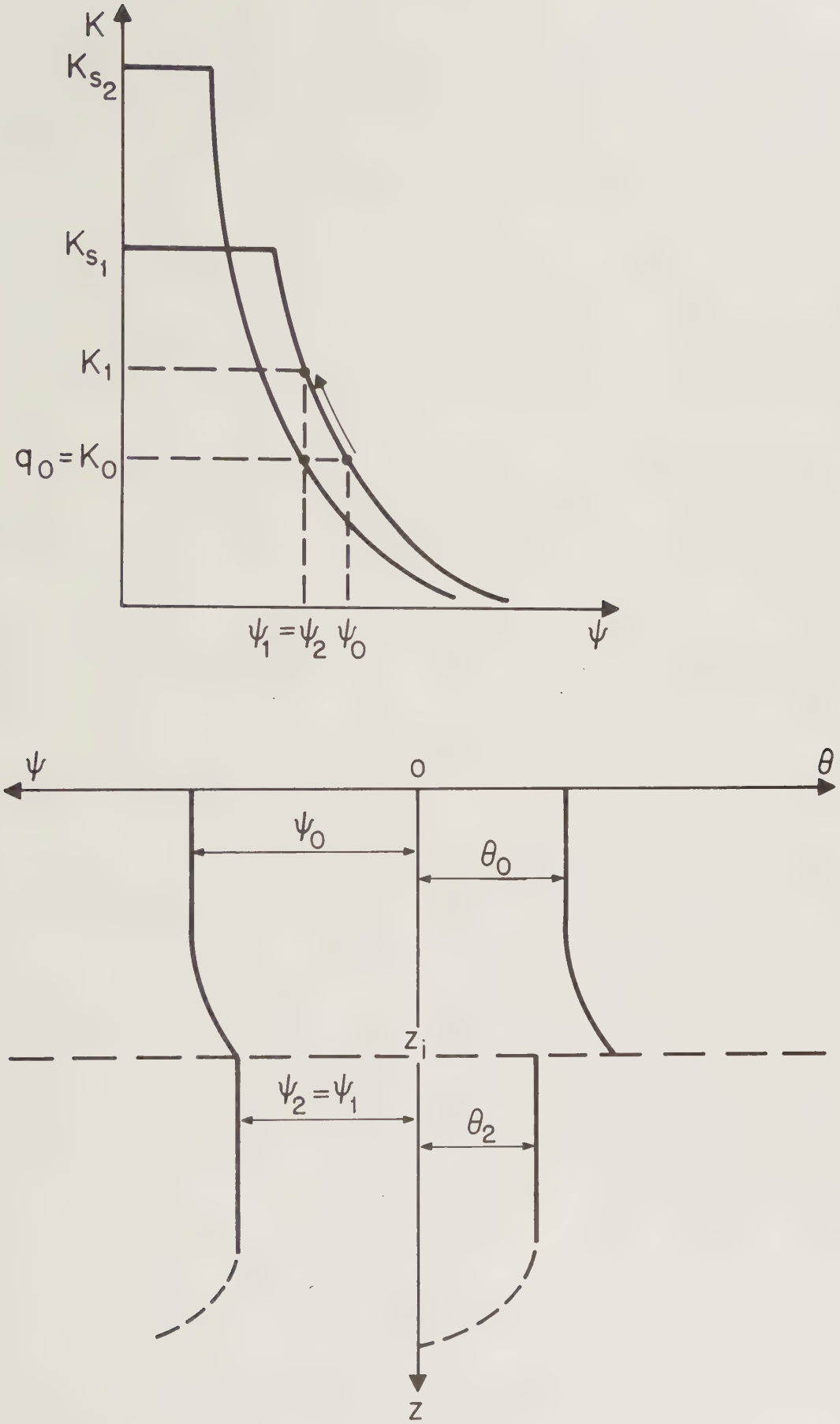


FIG. (I.5) - Schéma de l'effet d'interface du type "sable fin/sable gros" durant une infiltration à flux constant.

ψ_0 à $\psi_1 = \psi_2$ (ψ_2 étant imposée au sommet de la couche inférieure par le flux q_0). La zone correspondante à cet accroissement de succion dans le bas de la première couche sera nommée "zone de transition". Au sommet de la deuxième couche la succion est constante et égale à ψ_2 dans la zone d'écoulement gravitaire, puis la succion diminue dans la zone d'avancement du front.

- La distribution de teneur en eau correspondante doit être une zone de teneur en eau constante, au sommet de la première couche ($\theta = \theta_0$) suivie d'une zone de transition ou la teneur en eau augmente jusqu'à la valeur θ_1, obtenue à l'interface. Le passage de l'interface correspond à une brusque variation de teneur en eau de θ_1 à $\theta_2 < \theta_1$. Dans la deuxième couche $\theta = \theta_2$, dans la zone d'écoulement gravitaire, puis diminue au niveau de la zone d'avancement du front.

Signalons que dans la zone de transition, la conductivité hydraulique augmente de la valeur $K_0 = q_0$ à la valeur K_1. K_1 correspond à la valeur de la conductivité hydraulique sur la courbe $K_1(\psi)$ pour une valeur de succion $\psi_1 = \psi_2$. Au sommet de la deuxième couche on a $K_2 = q_0$.

La pente de la courbe $\psi(z)$ au-dessus de l'interface (dans la zone de transition) sera donnée alors par :

$$\left[- K_1 \left(\frac{d\psi_1}{dz} - 1 \right) \right]_{z=z_i} = \left[K_2 \right]_{z=z_i} = q_0 \qquad (I.16)$$

Notons que suivant ce schéma, les variations de la valeur de la conductivité hydraulique et du gradient de potentiel dans la zone de transition satisfont bien à la condition de débit constant, d'après la loi de DARCY.

L'étude des courbes $K(\psi)$ relatives à chaque couche, permet de déterminer la notion importante de flux critique. On montre facilement que, pour le schéma considéré, les courbes $K(\psi)$ pour les couches 1 et 2, ont nécessairement l'allure de celles données figure (I.6). Chacune de ces courbes est caractérisée par un palier $K = K_s$ pour $\psi > \psi_e$ (ψ_e ayant été défini précédemment comme la pression d'entrée d'air). Pour le cas I, il est évident que :

$$K_{s1} < K_{s2}$$

$$\psi_{e1} < \psi_{e2} \qquad (\psi \text{ est négatif})$$

Par contre, pour tout $\psi_2 < \psi_{e2}$ on a $K_2 < K_1$.

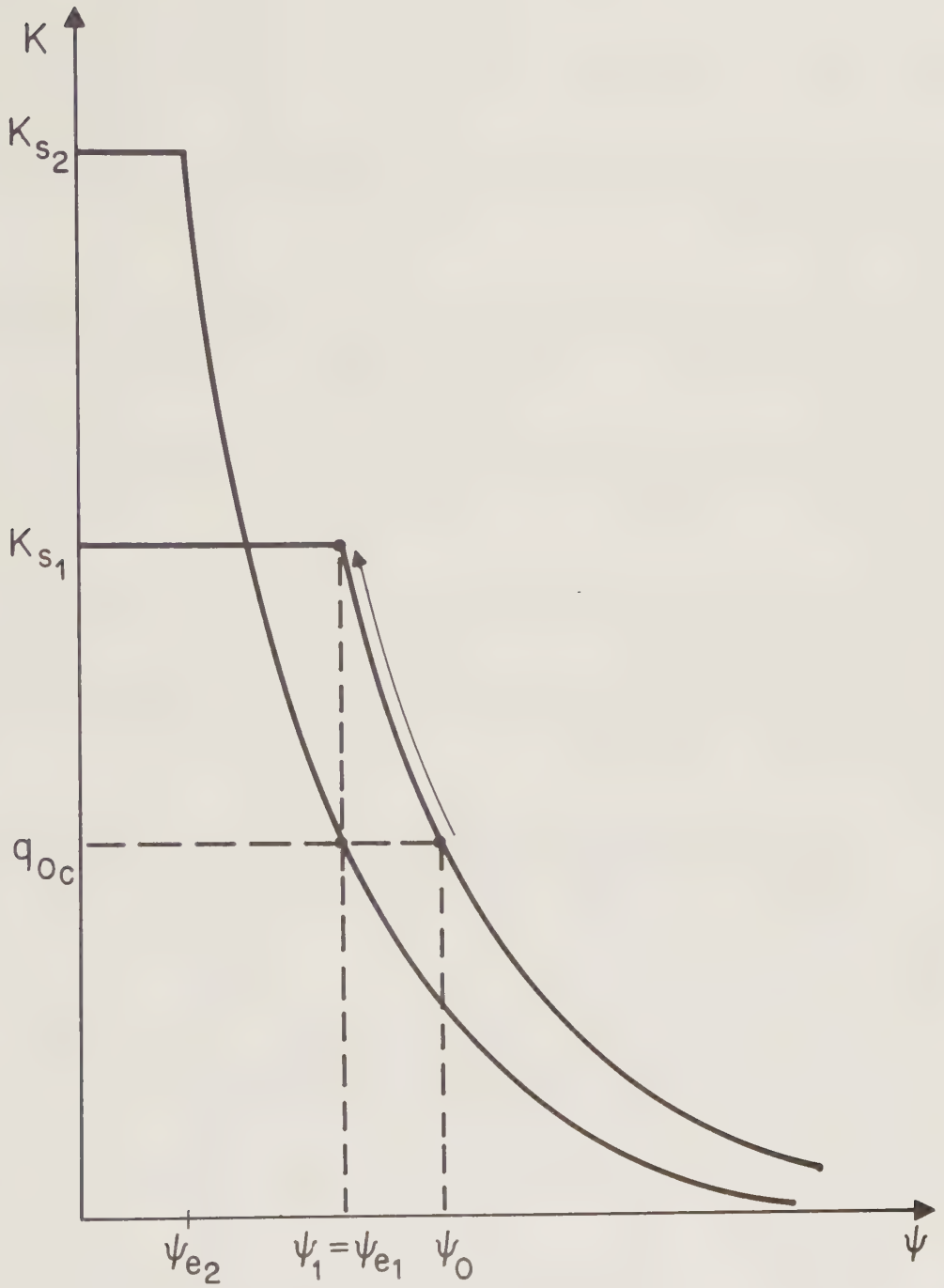


FIG. (I.6) - Schéma de la détermination du flux critique "q_c".

On définira comme "flux critique", la valeur q_{0c} du flux imposé à la surface du sol tel que la succion ψ_2 obtenue à l'interface dans la deuxième couche soit :

$$\psi_2 = \psi_{e1}$$

Ce cas de figure est reporté fig. (I.6).

On notera que si $q_0 \geqslant q_{0c}$, la teneur en eau θ_1, obtenue au niveau de l'interface dans la couche supérieure sera égale à la teneur en eau de saturation (θ_{s1}) de cette couche.

Si ce cas se présente, l'air chassé par l'avancement du front de saturation dans la deuxième couche ne pourra pas s'échapper vers la surface du sol.

Si $q_0 < q_{0c}$, il existera une section de passage pour l'air chassé par l'avancement du front vers la surface du sol d'autant plus importante que le débit sera faible.

Selon la valeur du débit, on pourra donc s'attendre à une mise en compression plus ou moins importante de l'air présent dans le sol. Ce phénomène qui pourra profondément modifier l'évolution de l'écoulement (retard dans l'infiltration) en fonction de la courbe de perméabilité relative à l'air de la couche de sable fin située au-dessus de l'interface.

b) Application aux stratifications de classe II (sable gros sur sable fin)

La même analyse peut être appliquée aux stratifications de cette classe. On montre alors facilement, si l'on se met dans des conditions analogues à celles considérées précédemment, que :

1) la zone de transition se situe dans le bas de la première couche,

2) dans la première couche, la succion diminue régulièrement de ψ_0 à ψ_2 à l'interface, et la teneur en eau de θ_0 à θ_1.

3) le passage de l'interface correspond à une augmentation de teneur en eau de θ_1 à θ_2.

Dans ce cas, la notion de débit critique n'existe pas, mais on notera que tant que $\psi_2 > \psi_{e2}$, le sommet de la deuxième couche est saturé et bloque alors tout passage à l'air, comprimé par l'avancement du front. Ce phénomène est cependant différent de celui noté précédemment puisque la teneur en eau de la couche supérieure peut être alors très faible et sa perméabilité relative à l'air assez élevée.

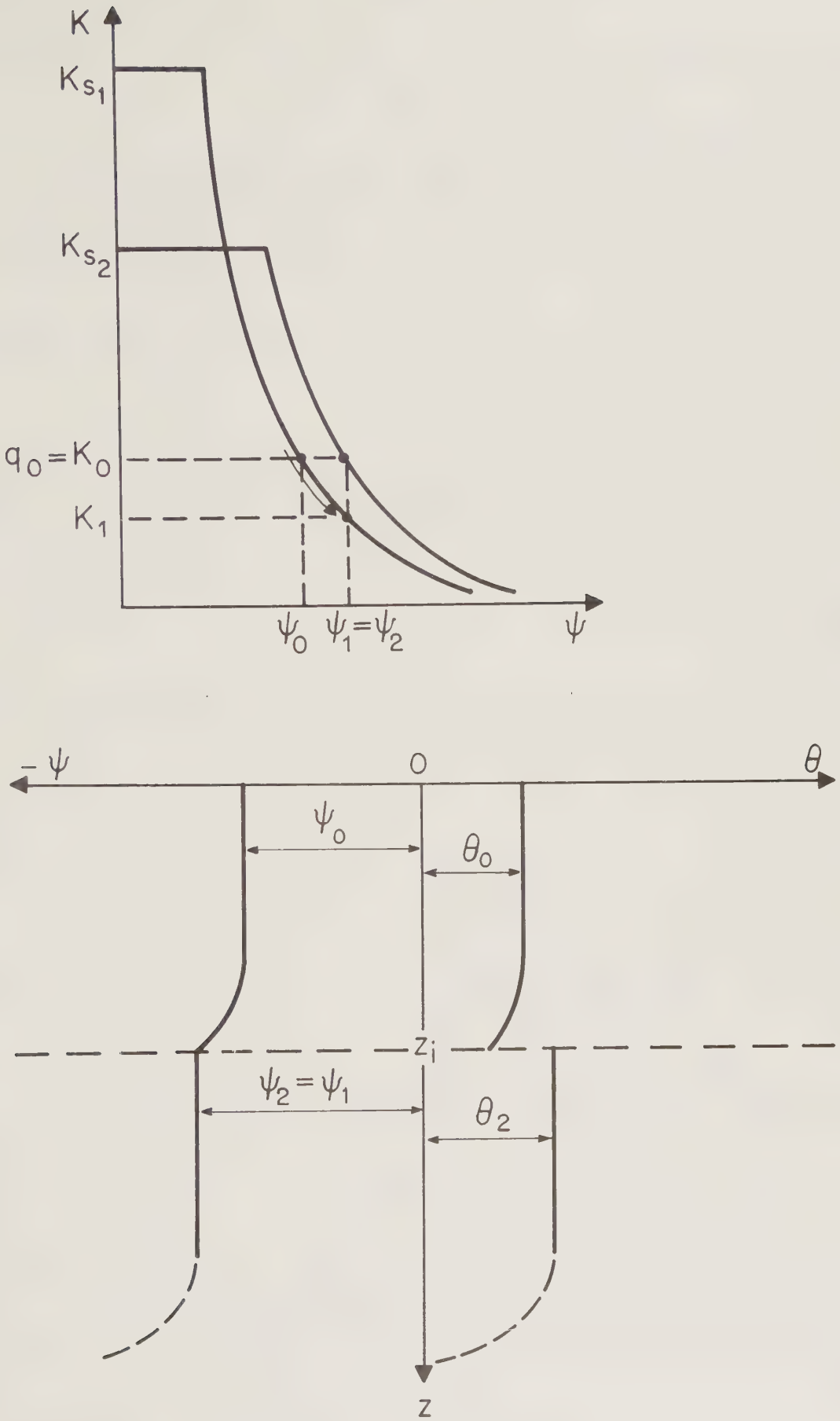


FIG. (I.7) - Schéma de l'effet d'interface du type "sable gros/sable fin" durant une infiltration à flux constant.

2. Drainage gravitaire

2.1. Cas d'un sol homogène

L'application de l'équation (I.9) à l'écoulement de l'eau durant un drainage conduit implicitement à considérer que la résistance à l'écoulement de l'air remplaçant le liquide drainé est négligeable et par conséquent que la pression de l'air est identique à la pression atmosphérique dans tout le milieu.

Cette hypothèse est justifiée par le fait que la viscosité de l'air est beaucoup plus faible que celle de l'eau.

2.2. Cas d'un sol stratifié

Si l'hypothèse relative à la mise à l'atmosphère de l'air du sol est acceptable dans le cas du drainage d'une colonne de sol homogène, sa généralisation pour le cas d'un sol stratifié conduit parfois à des erreurs considérables. L'interface entre les couches influence aussi bien l'écoulement de la phase liquide que celui de la phase air.

a) Stratification de classe (I) (sable fin sur sable gros)

Considérons le drainage d'une colonne semi-infinie de sol stratifié, au départ saturé, composée d'une couche supérieure de sable fin, suivie d'une couche de sable gros (figure (I.8.a).
Soient :

ψ_{1ed} = la pression d'entrée d'air de la première couche.

ψ_{2ed} = la pression d'entrée d'air de la deuxième couche.

z_i = la côte de l'interface. L'axe Oz est dirigé positivement vers le bas.

Z = la valeur du rabattement imposée à la nappe.

Notons tout d'abord que la deuxième couche de sable gros ne peut drainer que pour une valeur de rabattement satisfaisant à la condition :

$$Z > z_i - \psi_{1ed} \qquad (\psi_{1ed} \text{ est une valeur négative})$$

Dans ces conditions, le début du drainage de la couche de sable gros, correspond à l'arrivée de la phase air à l'interface. A cet instant et du fait de la continuité de la pression des deux côtés de l'interface, la pression de l'eau dans la couche de sable gros au voisinage de l'interface, atteint une valeur négative plus grande que sa pression d'entrée d'air ($\psi_{1ed} < \psi_{2ed}$).

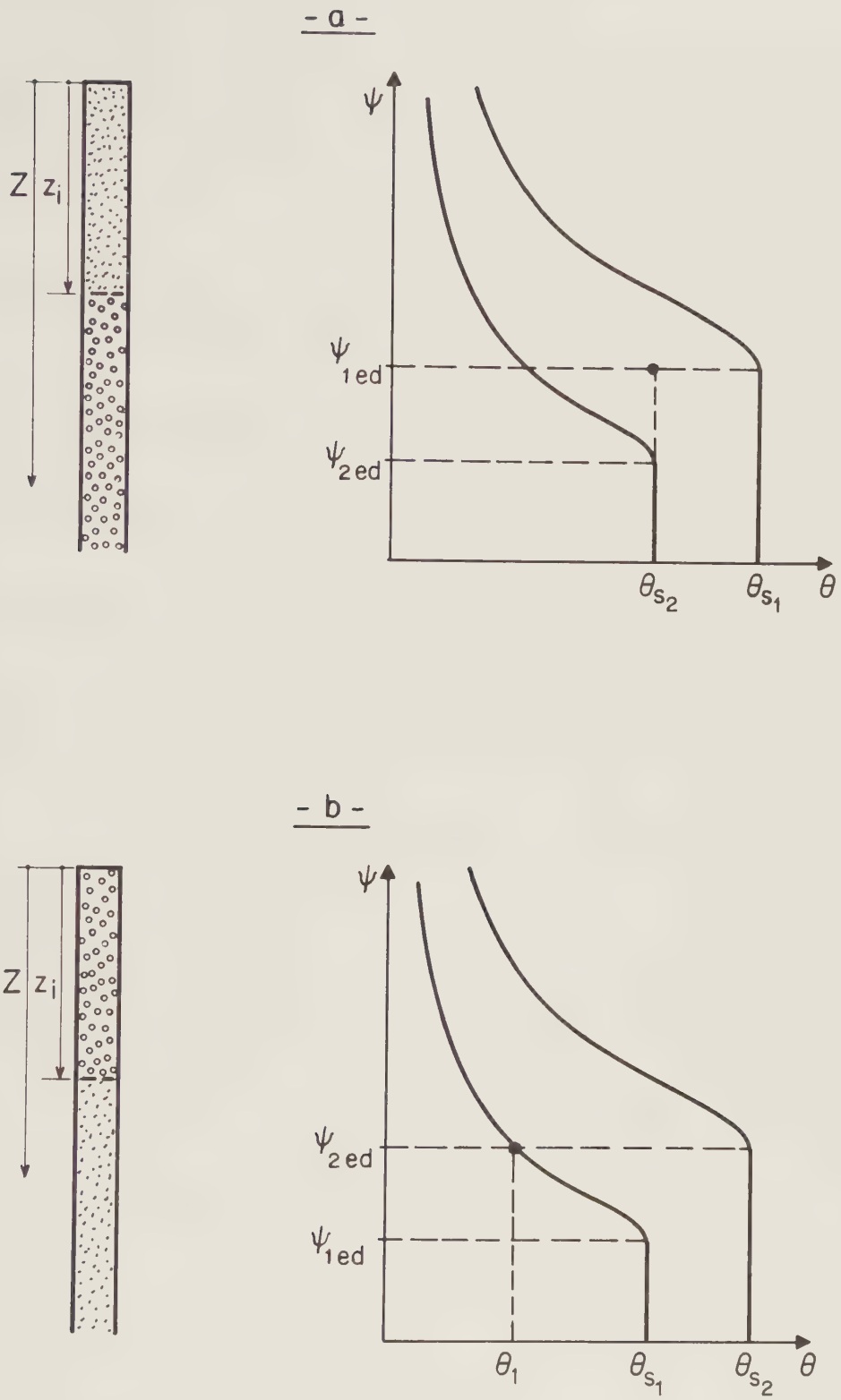


FIG. (I.8) - Condition de continuité de pression à l'interface à l'instant initial du drainage de la deuxième couche.

Le drainage de la deuxième couche se fait plus rapidement que celui des sections de la couche de sable fin situées au-dessus de l'interface, du fait que la perméabilité de saturation de cette couche est supérieure à celle de la couche de sable fin. L'accès de l'air à la couche de sable gros, à travers l'interface est limité par la faible perméabilité relative à l'air de ces sections. Le flux de l'air entrant dans la couche de sable gros est plus faible que celui de l'eau drainée. La phase air dans la deuxième couche de sable gros se trouve par conséquent en dépression.

Nous reviendrons dans une étude plus détaillée, sur l'analyse de ces phénomènes au chapitre IV, à partir des résultats expérimentaux.

b) Stratification de classe II (sable gros sur sable fin)

Soient dans ce cas :

ψ_{1ed} : la pression d'entrée d'air de la première couche de sable gros ;

ψ_{2ed} : la pression d'entrée d'air de la deuxième couche de sable fin.

Il est évident que la deuxième couche de sable gros ne peut drainer que pour une valeur de rabattement $Z > z_i - \psi_{2ed}$ (figure (I.8.b)).

A l'arrivée de la phase air à l'interface, la valeur de la pression d'eau des deux côtés de l'interface est égale à ψ_{1ed}($\psi_{1ed} > \psi_{2ed}$). La deuxième couche de sable fin ne peut drainer tant que la valeur de la pression à l'interface n'a pas atteint ψ_{2ed}. A cet instant, la valeur de la teneur en eau dans la première couche de sable gros au voisinage de l'interface (θ_1) est relativement faible, sa perméabilité à l'air est donc relativement élevée. Le flux de l'air à travers l'interface s'effectue par conséquent librement. L'air dans tout le milieu peut être considéré comme étant à la pression atmosphérique.

III. CONCLUSIONS - BUT DE L'ETUDE

De l'analyse théorique des transferts dans un sol stratifié que nous venons de présenter, il résulte que durant l'écoulement de la phase liquide, la phase air peut être en état de compression au cours d'une infiltration ou de dépression au cours d'un drainage.

Les études expérimentales présentées par la suite, tendront essentiellement à analyser le mécanisme de cette mise en pression de la phase air et son influence sur le processus de l'écoulement de la phase liquide.

Dans ce but plusieurs essais d'infiltration à débit constant ont été effectués sur une colonne de sol stratifiée composée de trois couches de sable superposées (sable fin - sable gros - sable fin), afin de déterminer la dépendance entre l'état de la phase air et la valeur du débit d'infiltration de la phase liquide.

Il est clair que la mise en dépression de la phase air au cours du drainage d'une colonne de sol stratifiée de classe (I), est fonction de la valeur du rabattement imposé à la nappe. Ainsi, plusieurs essais de drainage correspondant à différentes valeurs de rabattement ont été effectués sur la colonne. Ces essais tendront à étudier, en fonction du rabattement, d'une part l'écoulement de la phase air dans la deuxième couche de sable gros, d'autre part la répartition des pressions de la phase liquide dans la colonne. Notons que du fait de l'existence d'une discontinuité dans les propriétés hydrologiques du sol de la colonne, l'évolution de la pression en fonction du temps n'est pas monotone.

Parallèlement, une deuxième série d'essais a été effectuée, en imposant à la phase air dans la colonne, une pression égale à la pression atmosphérique, les conditions initiales et aux limites en termes de pression d'eau et de teneur en eau étant les mêmes pour chaque type d'essais. Ces essais tendront d'abord à présenter l'effet des interfaces entre les couches sur l'écoulement de l'eau et par comparaison avec les résultats obtenus précédemment, ils permettent de mieux définir le rôle de la mise en pression de l'air sur cet écoulement.

CHAPITRE II

PRINCIPES DE MESURES ET DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX

Afin de pouvoir étudier expérimentalement les écoulements dans un milieu poreux non saturé en régime transitoire rapide, il est nécessaire de disposer d'un système de mesure permettant de déterminer avec précision l'évolution spatio-temporelle de la teneur en eau volumique (θ), ainsi que l'état énergétique de l'eau caractérisé par sa succion (ψ). La mesure de ces deux variables doit s'effectuer sans remaniement ou destruction de l'échantillon et sans perturber l'écoulement.

Il s'est avéré depuis une quinzaine d'années, que la mesure de la teneur en eau volumique par absorption de rayons γ offre une méthode qui satisfait à ces critères. Cette technique de mesure développée dès 1959, a été sans cesse améliorée : DAVIDSON - BIGGAR - NIELSEN (1963) , REGINATO - VAN BAVEL (1964), WACK (1967), VACHAUD (1968), THONY (1970) . Des progrès sensibles ont été réalisés dans l'appareillage électronique permettant par ailleurs une utilisation plus large de ce dispositif.

La méthode la mieux adaptée à la mesure de la succion en régime transitoire est l'utilisation de tensiomètres associés à des capteurs de pressions. Le dispositif tensiométrique doit permettre en outre, de déterminer l'évolution de cette valeur dans le cas où la phase air du sol n'est pas à la pression atmosphérique.

Après un bref rappel des principes de mesure de teneur en eau et de la succion, nous décrirons le dispositif que nous avons utilisé au cours de cette expérimentation.

I. PRINCIPES DE MESURE

1. Mesure des teneurs en eau par absorption des rayons γ

1.1. Rappel de radioactivité

Les rayons γ qui sont des ondes électromagnériques sont émis par une source radioactive caractérisée par :

- . son activité en Curies (Ci) ou par l'intensité du rayonnement émis dans un angle solide déterminé ;
- . l'énergie des particules constituant le rayonnement. Cette énergie se répartit selon un spectre possédant un ou plusieurs pics d'émission. L'unité de l'énergie est l'électron-volt ($1eV = 1.6 \times 10^{-12}$ ergs).

Notons que l'intensité de la source décroît régulièrement dans le temps suivant une loi exponentielle.

Le rayonnement γ peut réagir sur la matière qu'il traverse selon trois processus dépendant de l'énergie des photons incidents : absorption vraie (correspondant à l'effet photo-électrique), diffusion ou effet compton et production des "paires"(ce dernier n'apparait que pour des énergies supérieures à 1 MeV).

La détection du rayonnement s'effectue à l'aide d'un détecteur à scintillation. Son principe est le suivant : chaque photon détecté produit une impulsion électrique dont l'amplitude est proportionnelle à l'énergie du photon détecté.

1.2. Loi d'absorption

Si le faisceau parallèle incident d'intensité I, est formé de photons monoénergétiques, la variation d'intensité du faisceau dûe à la traversée d'une couche d'absorbant d'épaisseur dl sera donnée par :

$$dI = - \mu \rho \; I \; dl \qquad (II.1)$$

où :

- μ : la masse volumique de l'absorbant
- ρ : coefficient d'absorption massique de l'absorbant qui dépend de sa nature chimique et de l'énergie du faisceau incident. (GRODSTEIN, 1957).

Si l'on considère que l'absorbant est homogène, l'équation (II.1) peut s'intégrer sous la forme :

$$I = I_0 \exp(-\mu \rho 1) \qquad (II.2)$$

L'intensité du faisceau pourra être caractérisée par le nombre N de photons émis par unité de temps. Pour un matériau hétérogène et notamment pour un mélange sol-eau, la loi exponentielle d'absorption s'écrit, en négligeant l'absorption du faisceau par l'air :

$$N = N_0 \exp\left[-(\mu_s \rho_d + \mu_w \rho_w \theta) 1\right] \qquad (II.3)$$

avec : μ_s = coefficient d'absorption massique du sol de masse volumique ρ_d.

μ_w = coefficient d'absorption massique de l'eau de masse volumique .

θ = teneur en eau volumique du sol.

1 = l'épaisseur de l'échantillon.

Si l'atténuation du faisceau par le sol est connue, la teneur en eau volumique θ peut être déterminée par la relation simple :

$$N_w = N_s \exp(-\mu_w \rho_w \theta 1) \qquad (II.4)$$

Où : N_s = taux de comptage à travers le sol sec

N_w = taux de comptage à travers le sol humide.

Ainsi, si le coefficient d'absorption massique de l'eau est connu avec une précision suffisante, la variation de taux de comptage permet donc de déterminer aisément la variation de teneur en eau.

1.3. Précision de la méthode de mesure

La sensibilité de la mesure peut être définie par le contraste :

$$\frac{\Delta N}{\Delta(\rho\theta)} = -\mu_w \rho_w N$$

Elle dépend donc de l'intensité du rayonnement N et de la valeur de μ_w.

Les photons non absorbés seront comptés par un détecteur. La précision de la mesure sera limitée par les fluctuations statistiques liées à l'émission et au comptage. Ces fluctuations obéissent à la loi de POISSON.

Si par conséquent, pendant un intervalle de temps t de comptage, Nt impulsions soient enregistrées, l'écart type de la mesure vaut :

$$\sigma = \sqrt{Nt}$$

En choisissant un degré de certitude de 95 %, la mesure sera donc définie par un intervalle de confiance :

$$\pm 2\sigma = 2\sqrt{Nt}$$

L'erreur relative sur le taux de comptage mesuré pendant un intervalle de temps t sera donc :

$$\frac{\Delta N}{N} = \pm \frac{2\sqrt{Nt}}{Nt} \qquad (II.5)$$

En différentiant la formule (II.4), et en tenant compte de (II.5), on obtient l'erreur relative sur la valeur de la teneur en eau :

$$\frac{\Delta\theta}{\theta} \leqslant \frac{\Delta\rho_\omega}{\rho_\omega} + \frac{\Delta\rho_\omega}{\mu_\omega} + \frac{\Delta l}{l} + \frac{2}{\ln(N_s/N_w)}\left[\frac{1}{\sqrt{N_s t}} + \frac{1}{\sqrt{N_w t}}\right] \qquad (II.6)$$

Notons que le dernier terme de cette équation est prépondérant. Les comptages devront donc être effectués pendant un temps suffisamment long. Signalons que pour une durée de comptage supérieure à 60 sec, la précision absolue sur la mesure de θ est de l'ordre de 0,01 cm^3/cm^3.

1.4. Conditions d'utilisation de la méthode

L'utilisation de la méthode de mesure par absorption de rayons gamma est conditionnée par deux impératifs essentiels :

- Le rayonnement doit être monoénergétique, le spectre de rayonnement doit posséder un pic principal.

- Les photons diffusés dont l'énergie est plus faible que celle des photons du faisceau incident doivent être éliminés. Cette dernière condition impose par ailleurs une excellente géométrie de mesure.

2. Mesure de la pression d'eau

2.1. Mesure classique de la succion capillaire

a) Principe de la mesure

La mesure classique de la pression de l'eau d'un milieu poreux non saturé dans le cas où la phase air de ce milieu est à la pression atmosphérique, s'effectue à l'aide d'un tensiomètre constitué par une plaque poreuse saturée servant à transmettre hydrostatiquement cette pression par l'intermédiaire d'un circuit hydraulique à un traducteur de pression servant à la mesurer par rapport à la pression atmosphérique (figure II.1).

La mesure de la pression de l'eau s'effectue par une méthode d'équilibre de pression de part et d'autre de la paroi poreuse. Cet équilibre se réalise par un transfert d'eau à travers la plaque poreuse, induit par l'existence d'un gradient de pression entre l'eau dans le sol au voisinage du tensiomètre, et l'eau de la cellule. Cependant, ce transfert doit s'effectuer sans que l'air puisse pénétrer dans la réserve d'eau.

L'état hydrique du sol risque d'être momentanément modifié par ce transfert. Cette modification sera d'autant plus minime que les échanges d'eau entre le sol et la réserve d'eau sont faibles.

On conçoit donc que la dynamique de réponse du système requière une attention toute particulière lorsqu'il s'agit d'effectuer des mesures au cours d'un écoulement non permanent.

b) Caractéristiques d'un dispositif tensiométrique

Il est clair que la dynamique de réponse d'un dispositif tensiométrique dépend des caractéristiques :

- de la plaque poreuse
- du traducteur de pression.

i) La membrane poreuse

Le choix d'une membrane poreuse est dicté par deux critères : une grande conductivité hydraulique et une valeur de pression d'entrée d'air assez faible permettant à la membrane de pouvoir supporter de fortes succions sans se désaturer.

Le coefficient de conductance de la paroi poreuse est donné par :

$$K' = \frac{\Delta V}{\Delta t - \Delta \psi}$$

qui représente la quantité d'eau qui traverse cette paroi dans l'unité de temps et par unité de différence de pression entre l'eau du milieu extérieur et l'eau de la cellule du tensiomètre.

Rappelons que la loi de LAPLACE permet de déterminer à priori la dimension des pores du matériau :

$$d = \frac{4A}{P_o - P_e}$$

où : A = tension superficielle de l'eau (72 dynes/cm)

p_e = pression d'entrée d'air du matériau.

ii) Le traducteur de pression

Le traducteur de pression est caractérisé par son coefficient de sensibilité :

$$S = \frac{\Delta \psi}{\Delta V}$$

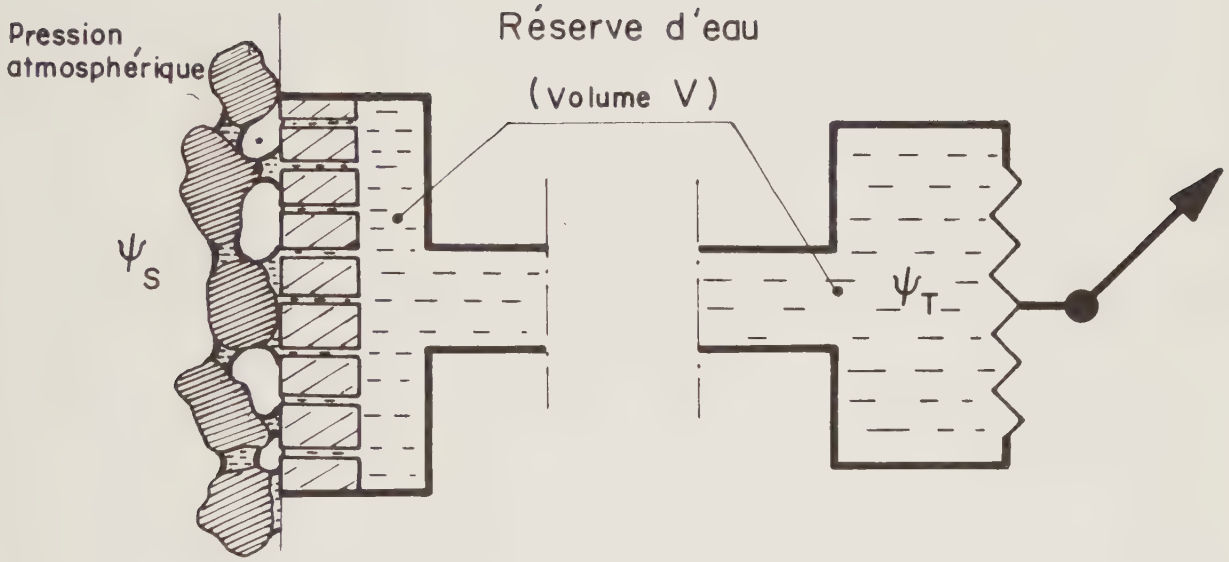
qui représente la variation de pression par unité de volume d'eau déplacé à travers la plaque poreuse. Soulignons qu'il est possible d'augmenter ce coefficient en choisissant un dispositif manométrique à variation de volume minimal.

Notons enfin que l'ensemble d'un dispositif tensiométrique est caractérisé par sa constante de temps de réponse :

$$\tau_r = \frac{1}{K'S}$$

Cette constante est une caractéristique indépendante du milieu extérieur.

Principe de fonctionnement du dispositif tensiométrique



Paroi poreuse saturée

Caractéristique :

- Conductance K'

$$K' = \frac{\Delta V}{\Delta t \cdot \Delta \psi}$$

Traducteur de pression

Caractéristique :

- Sensibilité S'

$$S' = \frac{\Delta \psi}{\Delta V}$$

FIG. (II.1)

2.2. Mesure de la pression de l'eau dans le cas où la phase air n'est pas à la pression atmosphérique

Il apparait de ce qui précède, que l'ensemble du dispositif tensiomètre-capteur de pression ne permet pas de mesurer la valeur de la succion (ψ) lorsque la phase air du sol n'est pas à la pression atmosphérique, car la valeur mesurée est alors celle de la pression totale agissant sur la face extérieure de la plaque poreuse en contact avec le sol.

Ainsi, pour une variation simultanée de la pression de l'eau et de l'air lors d'un changement de teneur en eau et d'une mise en compression ou en dépression de la phase air, les indications du capteur de pression correspondent à la fois au changement hydrostatique au point de mesure et à l'effet de la variation de la pression de la phase air agissant sur la face du tensiomètre (WATSON, 1967).

Si l'on considère le milieu poreux dans son ensemble constituant un système homogène au sens thermodynamique, on peut définir la pression du mélange air-eau par :

$$\bar{p} = p_w + p_g \qquad (II.7)$$

On sait que $\bar{p}$, la pression du mélange, est fonction de la concentration des constituants et de leurs masses volumiques (BOLT-FRISEL, 1960) et (GUELIN, 1969).

Dans le cas où la prise différentielle du capteur de pression est connectée à la pression atmosphérique, les indications du capteur correspondent à la pression du mélange donné par l'expression :

$$\bar{p} - p_a = (p_w + p_g) - p_a \qquad (II.8)$$

Grace à la méthode mise au point, il a été possible de déterminer dans ces conditions l'évolution de la pression du liquide.

Cette méthode est basée sur l'emploi d'une aiguille hypodermique introduite dans les pores du sol et permettant de transmettre la pression de la phase air à la prise différentielle du capteur de pression. Dans ce cas l'indication du capteur de pression correspond à la pression de l'eau donnée par :

$$\bar{p} - p_g = p_w \qquad (II.9)$$

Il est à noter que la méthode de mesure n'est valable que lorsque le diamètre de l'aiguille doit alors être tel que sa pression d'entrée d'air soit plus grande que celle du sol en place.

Si les conditions initiales et aux limites sont telles que p_w et p_g sont considérées par rapport à la pression atmosphérique, l'équation (II.9) permet la correction automatique des indications du capteur en vue d'obtenir la succion de l'eau.

II. DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX

1. Le modèle physique

1.1. La colonne du sol

L'étude expérimentale a été réalisée sur une colonne verticale de sol de 136 cm de long, composée de trois couches de sable. La première et la troisième couches sont constituées par un même type de sable fin, la deuxième couche étant formée d'un matériau plus gros.

Une telle superposition de couches offre l'avantage de pouvoir étudier au cours d'un même essai, l'influence sur le mécanisme de l'écoulement des deux types d'interfaces possibles dans un site naturel dans la disposition d'une couche de sable fin reposant sur une couche de sable gros (première interface) ou d'une couche de sable gros reposant sur une couche de sable fin (deuxième interface).

Les épaisseurs des couches sont respectivement : 35 cm, 46 cm et 55 cm. Les interfaces se situent donc aux côtes : 35 cm et 31 cm (figure II.2).

Les deux types de sable utilisés proviennent d'une fouille dans la plaine alluviale de l'Isère. Ce sont des matériaux sédimentaires à granulométrie relativement serrée. Les courbes granulométriques des deux sables sont représentées sur la figure (II.3).

Le sol est placé dans une colonne en duralumin, de diamètre intérieur 10 cm; soigneusement usinée à l'intérieur ainsi que suivant deux plans extérieurs diamétralement opposés , la prospection γ s'effectuant perpendiculairement à ces deux plans. Par ailleurs, des hublots permettant éventuellement de visualiser l'écoulement ont été aménagés dans la paroi, les dispositifs de mesure tensiométriques étant fixés sur ces hublots.

Un dispositif permet d'effectuer une infiltration d'eau uniformément répartie au sommet de la colonne. Une vidange de fond a également été aménagée pour effectuer des essais de drainage.

1.2. Dispositif de contrôle de la pression de l'air

Les parois de la colonne sont percées au niveau de chaque section de mesure et suivant quatre génératrices de trous de 1 mm. de diamètre dans lesquels sont fixées par collage des aiguilles de seringues hypodermiques de 50 mm de long et 0,7 mm de diamètre intérieur. Les embouts des aiguilles peuvent être obturés

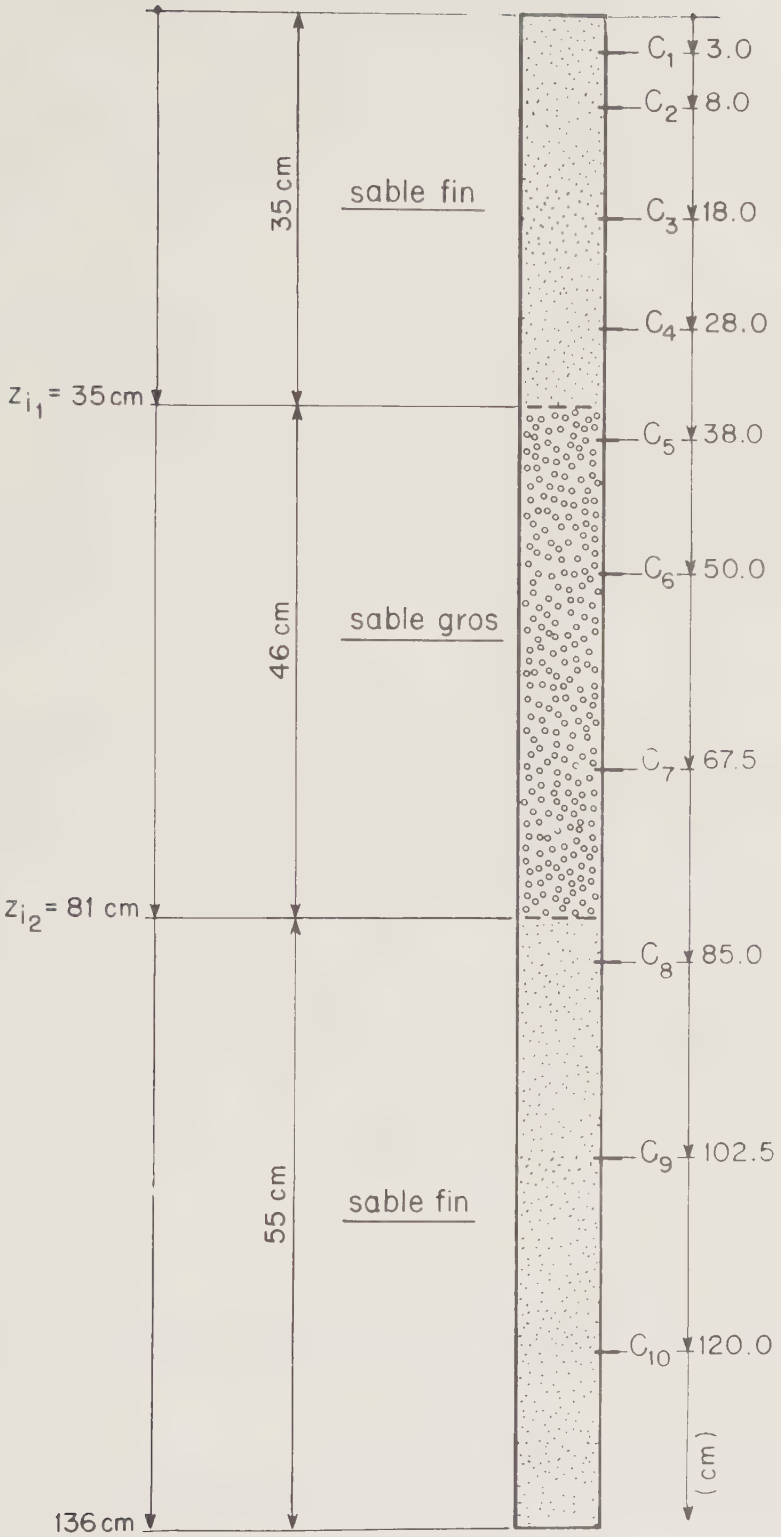


FIG. (II.2) - La colonne du sol

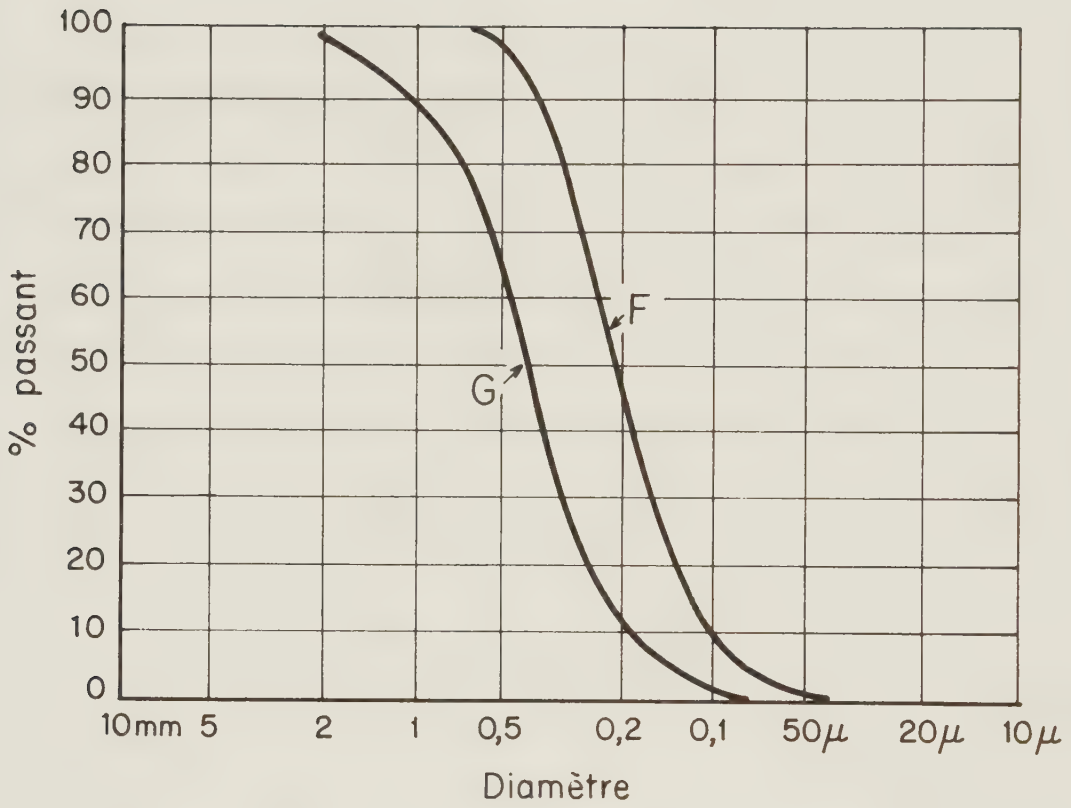


FIG. (II.3) - La granulométrie des deux sables utilisés.

par des bouchons.

Les aiguilles ont un double rôle :

- elles permettent d'une part, soit d'isoler la phase air du sol par rapport à l'atmosphère (embouts des aiguilles bouchés), soit de mettre la phase air du sol en permanence au cours de l'essai à la pression atmosphérique (embouts non bouchés).

- elles permettent d'autre part, de déterminer la pression de l'air dans le sol et d'obtenir la valeur de la succion de l'eau dans le cas où la phase air du sol n'est pas à la pression atmosphérique.

Nous disposons ainsi de 40 aiguilles réparties le long de la colonne. Les essais effectués prouveront que ce nombre d'aiguilles est suffisant pour imposer à la phase air du sol durant un écoulement une pression égale à la pression atmosphérique.

1.3. Détermination de l'épaisseur de la colonne

L'épaisseur du sol X_s, intervenant directement dans l'équation (II.5) doit être connue avec précision. Sa détermination en tout point de la colonne a été obtenue avant la mise en place du sol, par absorption de rayon γ par la colonne vide et pleine d'eau à partir de la relation :

$$X_s = \frac{1}{\mu_w \rho_w} \ln \frac{N_0}{N_w}$$

N_0 désigne pour une section donnée, le taux de comptage à travers la colonne vide et N_w celui à travers la colonne pleine d'eau, μ_w étant le coefficient d'absorption de l'eau.

On obtient 9,719 cm $\leqslant X_s \leqslant$ 10,013 cm. On constate que la variation de X_s est faible, mais il est néanmoins important d'en tenir compte dans le calcul des teneurs en eau.

Un fichier est créé permettant d'affecter à chaque section de mesure l'épaisseur correspondante.

1.4. La mise en place du sol

La mise en place du sol nécessite un soin particulier. Il est en effet essentiel pour que les résultats expérimentaux soient effectivement significatifs, que les trois couches de sol soient aussi homogènes que possible.

La condition d'homogénéité implique d'une part une répartition homogène des particules solides le long de chaque couche, et d'autre part, une dispersion minimum dans les valeurs de la masse volumique ρ_d du sol. Il importe par ailleurs que la teneur en eau, à un instant donné, mesurée suivant un diamètre de la colonne puisse être considérée comme uniforme dans toute la section.

Le sol, séché à l'air et bien remanié, est déposé par faibles quantités dans la colonne (environ 300 cm^3) et compacté uniformément. Afin d'éviter la ségrégation des particules solides, le sol est versé à très faible hauteur, à l'aide d'un tube en plastique. Les effets de compactage sont contrôlés en cours de remplissage, à l'aide du dispositif de mesure par absorption de rayons γ , en enregistrant le comptage à travers le sol sec.

La colonne étant remplie, nous avons effectué une deuxième série de comptage γ , permettant de déterminer la variation de la masse volumique suivant le plan vertical d'exploration.

Si N_s désigne le taux de comptage à travers la colonne pleine de sol sec et N_0 celui à travers la colonne vide, l'équation (II.2) donne :

$$\rho_d = \frac{1}{\mu_s \; X_s} \ln \frac{N_0}{N_s}$$

Le profil de masse volumique du sol sec de trois couches est représenté figure (II.4). On note que les deux couches de sable fin ont sensiblement la même valeur de masse volumique moyenne. (Respectivement 1,535 et 1,560).

2. Les propriétés hydrologiques des deux sables

2.1. La relation succion-teneur en eau

Nous avons représenté, sur la figure (II.5), la relation succion-teneur en eau relative aux deux types de sables utilisés.

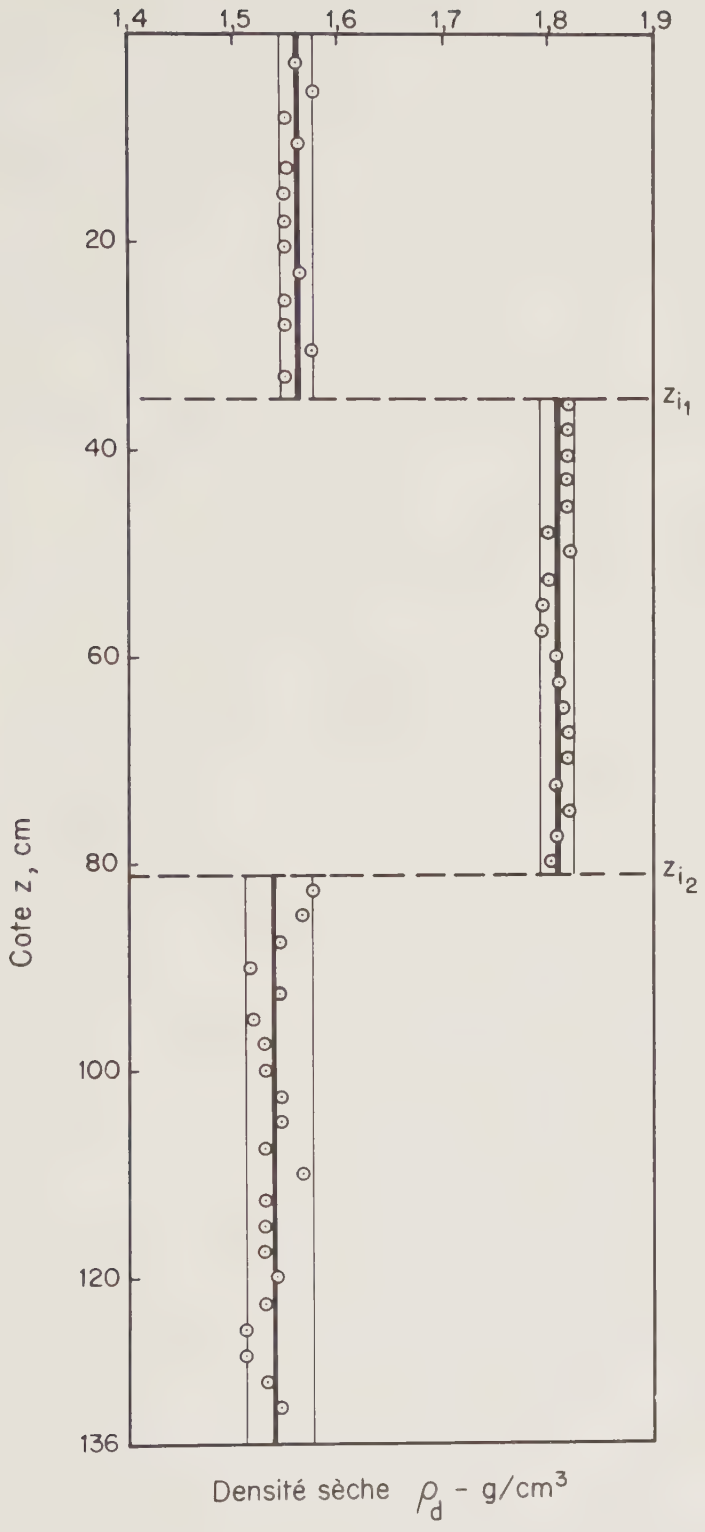


FIG. (II.4) - Répartition de la densité sèche.

Les courbes ψ (θ) en drainage représentent cette relation à l'état d'équilibre statique obtenu à la fin d'un essai de drainage.

Nous notons, dans cette figure, que la teneur en eau de "saturation" pour les deux sables est de l'ordre de 0,33 cm^3/cm^3, pour la couche de sable fin, et 0,255 cm^3/cm^3, pour celle de sable gros. Elles correspondent aux valeurs maximales de teneur en eau obtenues après la réhumidification de la colonne, elles sont nettement inférieures à celles obtenues au cours du premier essai d'infiltration en sol sec (DE BACKER, 1969). Signalons que pour chaque type de sable, par suite de l'effet de l'air piégé, cette valeur est bien inférieure à sa porosité, qui est de l'ordre de 0,405 cm^3/cm^3 pour le sable fin, et 0,303 cm^3/cm^3 pour le sable gros.

Notons enfin que la pression d'entrée d'air en drainage (à l'état d'équilibre statique) de deux sables est de l'ordre de - 35 cm et - 20 cm.

2.2. La conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique K a été obtenue à partir de la loi de DARCY généralisée.

On obtient en effet, la relation :

$$K = - \frac{q}{\frac{d\emptyset}{dz}}$$

qui s'écrit compte-tenu de l'équation de continuité :

$$K = - \frac{\frac{\partial}{\partial t} \int_{z_{q=0}}^{z_j} \theta \, dz}{\left(\frac{d\psi}{dz} - 1\right)_{z=z_j}}$$

L'intégration des profils hydriques entre la côte $z_{q=0}$, pour laquelle le débit est nul et la côte z_j , permet de déterminer la variation en fonction du temps du volume total de l'eau, par unité de surface traversant la côte z_j . La dérivée de ce volume par rapport au temps donne l'évolution de la valeur du flux "q" traversant cette côte.

La valeur du gradient de pression à la côte z_j et à un instant donné, est obtenue à partir des profils de succion.

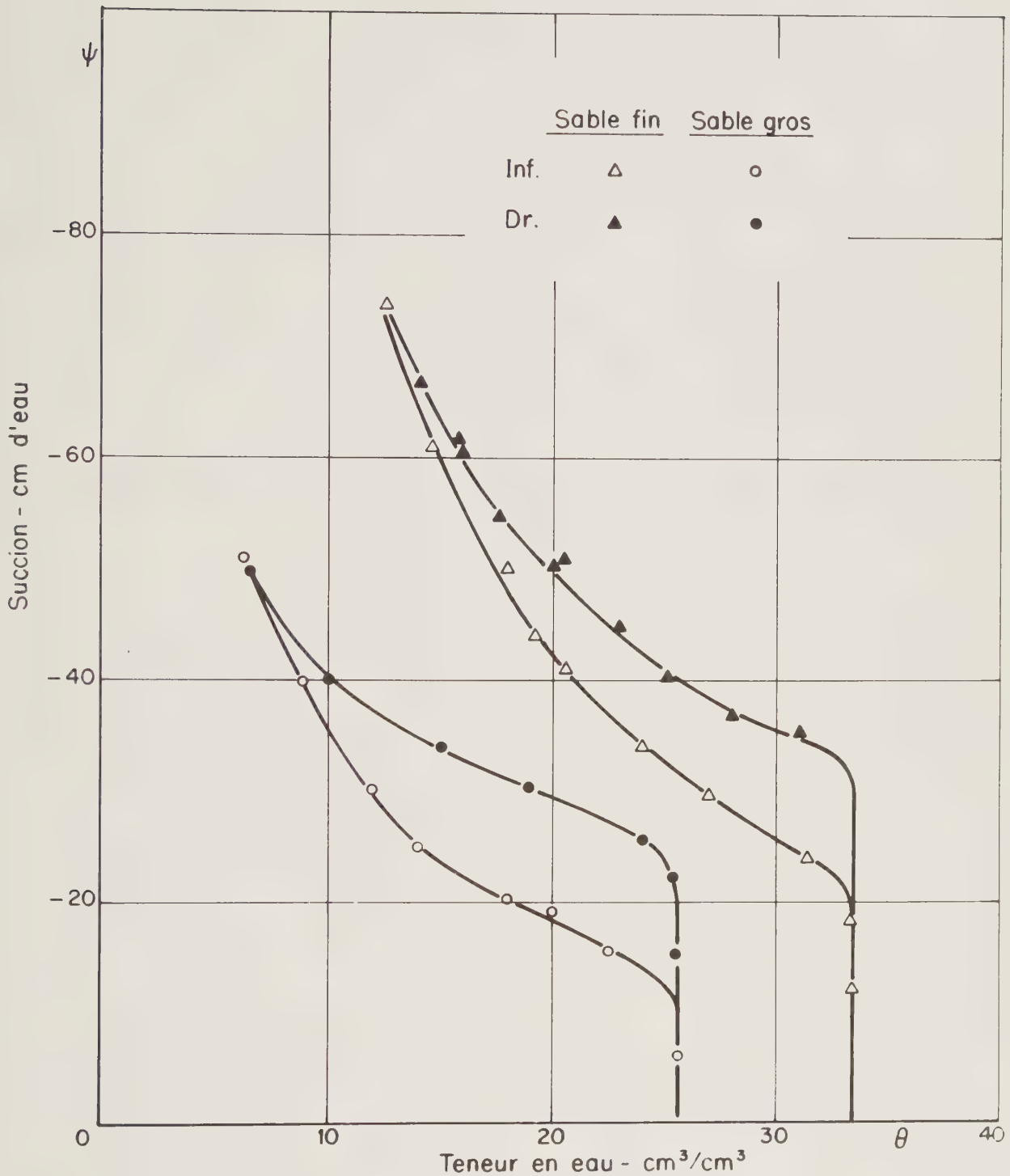


FIG. (II.5) - La relation succion-teneur en eau des deux sables.

En corrélant la valeur de K obtenue dans la section z_j à l'instant t et la valeur de la succion dans cette section à cet instant, on obtient les valeurs $K(\psi)$, présenté figure (II.6) pour les deux sables utilisés.

Nous notons, dans cette figure, que la valeur de la conductivité hydraulique à saturation (perméabilité de DARCY) du sable gros est plus grande que celle du sable fin (respectivement de l'ordre de 16 cm/h et 8 cm/h).

Par contre, pour toute valeur de la succion inférieure à $\psi = -25$ cm, la valeur de la conductivité hydraulique du sable fin est plus grande que celle du sable gros.

Notons enfin que pour le sable fin, la loi $K(\psi)$ établie en infiltration dépend peu des teneurs en eau initiales considérées. Elle peut de ce fait, être considérée comme une relation unique. Elle est cependant très distincte de la relation $K(\psi)$ en drainage.

Les différentes pripriétés physiques et hydrologiques des deux sables sont représentées dans le tableau (II.1).

N° de la couche	*Type du sol*	*ρ_d moy. ($cm^3/gr.$)*	*Porosité (cm^3/cm^3)*	*K_s (cm/h)*	*Pression d'entrée air*	
					Infiltr.	*Drainage*
1	Sable fin	1.550	0,405	8	- 20	- 35
2	Sable gros	1,810	0,303	15	- 12	- 21
3	Sable fin	1,535	0,409	8	- 21	- 35

TABLEAU (II.1)

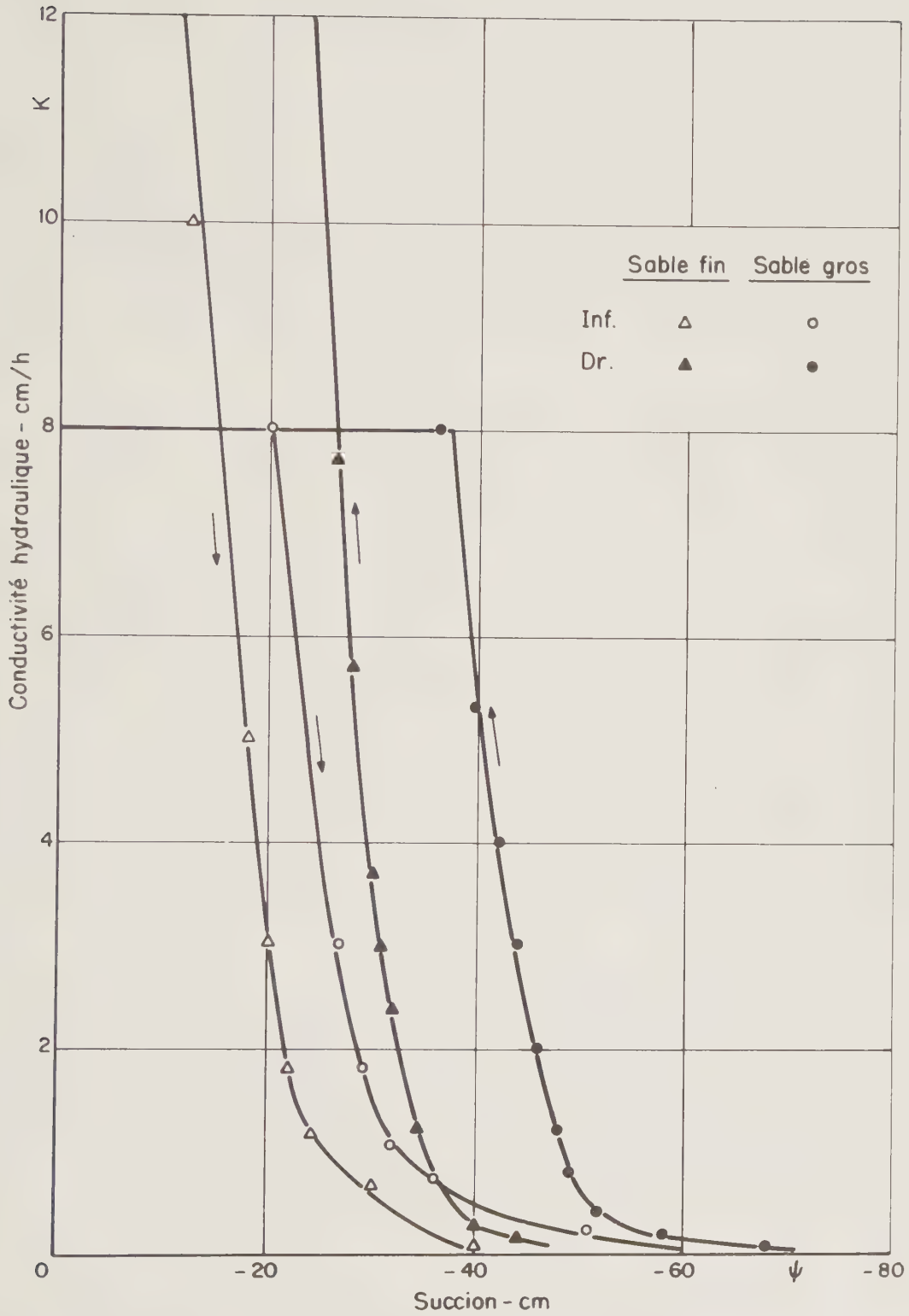


FIG. (II.6) - La relation K(ψ) des deux sables.

3. Le dispositif de mesure des teneurs en eau

3.1. Equipement de mesure

La méthode de mesure par absorption de rayon γ nécessite un équipement important, représenté par le schéma descriptif de la figure (II.7) qui comprend :

- la source
- la chaine de détection
- l'ensemble de comptage et d'enregistrement.

Tous les essais ont été effectués avec une source de 200 millicuries de Césium 137 (période d'activité : 30 ans). Le spectre d'émission du Césium 137 est pratiquement monoénergétique avec un pic d'émission à 662 Kev. Cette source est donc satisfaisante à condition d'avoir une géométrie de mesure suffisamment fine. Notons que la source est placée dans un container de plomb, l'épaisseur moyenne des parois étant de 70 mm.

Il est essentiel pour satisfaire aux hypothèses qui ont conduit à l'équation (II.4), d'avoir un faisceau monoénergétique parallèle, ce qui est réalisé à l'aide d'une bonne géométrie de mesure.

Ainsi, à la sortie du container, le faisceau de rayon γ subit une première collimation à travers un bloc de plomb de 50 mm d'épaisseur, percé d'un canal de 5 mm de diamètre. Un second collimateur, constitué par un bloc de plomb de même épaisseur, percé d'un canal de 3 mm, est situé devant le détecteur.

Les photons non absorbés arrivent à un détecteur à scintillation comportant un cristal d'Iodure de Sodium activé au Thallium auquel est associé un photomultiplicateur alimenté par une source de haute tension stabilisée (1200 V.). Notons que, grâce au second collimateur, le cristal d'Ina n'est pratiquement bombardé que par des photons primaires provenant du faisceau incident.

La chaîne de détection comporte par ailleurs :

- un amplificateur linéaire d'impulsions,
- un descriminateur-sélecteur d'amplitude qui permet de rejeter les impulsions provenant de photons gamma diffusé et non entièrement absorbés et d'éliminer les bruits de fond du détecteur.

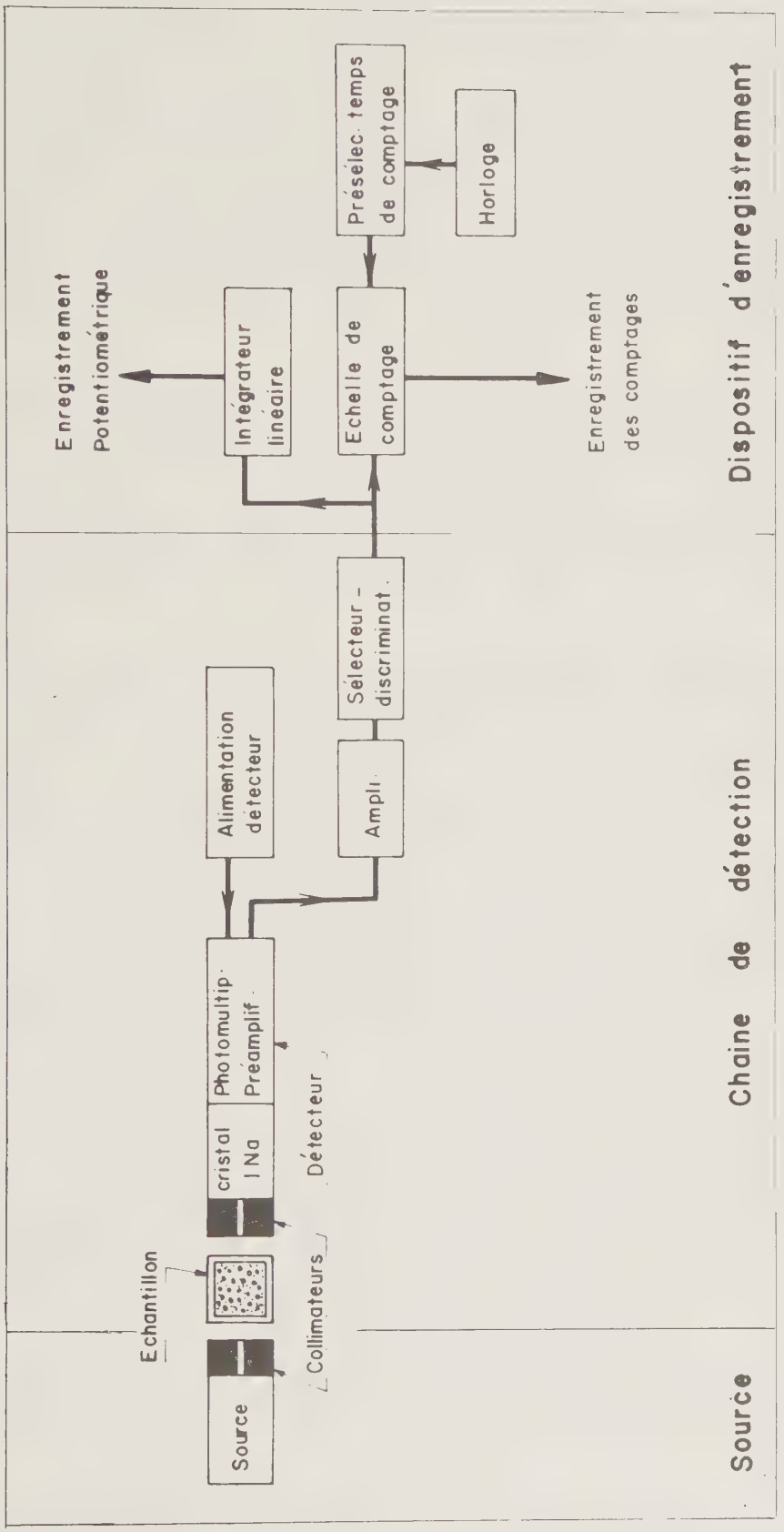


FIG. (II.7) - Dispositif de mesure des teneurs en eau.

Les impulsions peuvent être, soit comptabilisées sur une échelle de comptage, pendant un intervalle de temps présélectionné, soit enregistrées en permanence après intégration par un ictomètre.

3.2. Equipement mécanique

La source et le détecteur sont fixés sur un plateau mobile verticalement. Ce plateau doit être suffisamment rigide pour ne pas avoir, en cours d'essais, des déplacements différentiels des axes des collimateurs qui doivent être alignés préalablement. Un guidage assure le déplacement vertical de cet appareillage qui permet donc de déterminer les teneurs en eau dans toute section de la colonne du sol suivant un axe vertical.

Le déplacement du plateau est assuré par un moto-réducteur à commande manuelle. La vitesse de déplacement maximum est de 1 m/min. Un réglet est fixé sur le bâti et un index lié à l'ensemble mobile permet de mesurer les déplacements de la source. La précision sur la détermination de la section de mesure est de $\pm$ 0,25 mm. Par ailleurs, deux relais positionnés à chaque extrémité de la colonne permettant, en fin de course, d'inverser automatiquement le sens de rotation du moteur.

Notons enfin que les essais que nous avons réalisés étaient d'assez longue durée et qu'il était dès lors indispensable de s'assurer périodiquement de la stabilité des comptages.

A cet effet, des comptages à travers un absorbant de référence (une cale en duralumin de 50 mm d'épaisseur, placée au bas de la colonne) sont réalisés au début et à la fin de chaque prospection. Cette précaution est indispensable dans le cas d'une émission γ par une source de moyenne durée de vie. Elle permet de plus de détecter toute défaillance de l'appareillage électronique de la chaîne de détection. Ainsi, toute valeur de taux de comptage pourra être affectée de la variation relative des comptages de référence.

3.3. Détermination des coefficients d'absorption

Compte tenu de la géométrie de mesure adoptée, les coefficients d'absorption massiques de l'eau μ_w et du sol des deux couches μ_s, valent respectivement :

$$\mu_w = 0,085 \text{ H} \pm 0,002 \text{ cm}^2/\text{g}$$
$$\mu_s = 0,0730 \pm 0,0004 \text{ cm}^2/\text{g}.$$

Signalons que la valeur de μ_s du sol des deux couches est la même du fait qu'elles sont constituées par du sable d'une même composition chimique.

Ces différents coefficients sont déterminés préalablement en utilisant un moule en duralumin usiné, à partir de comptage γ à travers le moule vide, le moule rempli d'eau et, enfin, le moule rempli de sol compacté à une masse volumique ρ_d connue.

Signalons que la détermination de ces coefficients d'absorption massique a été effectuée en tenant compte des pertes de comptage par résolution dans la chaine de détection (FRITTON, 1969).

4. Le dispositif de mesures tensiométriques

4.1. Le dispositif général

Le dispositif de mesures tensiométriques comporte une série de 10 tensiomètres alignés sur deux génératrices situées dans un plan perpendiculaire à celui des prospections γ.

Le dispositif a été réalisé dans le but de mesurer simultanément la pression en plusieurs sections de la colonne dans lesquelles des variations importantes de cette grandeur peuvent être enregistrées. La répartition des tensiomètres est de ce fait plus dense dans la partie supérieure de la colonne. Un tensiomètre est placé au voisinage immédiat de chaque interface.

Notons que les mesures de la pression et de la teneur en eau sont effectuées dans une même section horizontale, mais sur deux axes différents, ce qui implique, comme nous l'avons souligné précédemment, l'hypothèse d'une répartition uniforme des teneurs en eau et des pressions dans une section donnée.

Les références des tensiomètres et leurs côtes respectives à partir du sommet de la colonne sont données sur la figure (II.2).

A chaque tensiomètre est associé un capteur de pression différentiel comportant une prise de pression généralement ouverte à l'atmosphère. Le montage du tensiomètre et de son capteur est présenté dans la figure (II.8).

Chaque tensiomètre comporte un disque poreux en verre fritté dont la dimension moyenne des pores est de 3μ ; sa pression d'entrée d'air est de l'ordre de

150 mbars. La membrane poreuse est collée sur son pourtour dans un support en plexiglas, un embout en laiton relie directement le tensiomètre au capteur à membrane type STATHAN PM6 TC dont la gamme de mesure est, soit de $\pm$ 2,5 psi pour 5 des capteurs utilisés,ou $\pm$ 5 psi.

Le temps de réponse τ_r d'un dispositif tensiométrique est de l'ordre de 1,2 sec. L'appareillage présente donc une excellente dynamique de réponse.

Les capteurs sont connectés en permanence à une baie distributrice de courant continu alimentée par une source basse tension stabilitée. La courbe d'étalonnage de chaque capteur doit être déterminée préalablement pour cette tension d'alimentation commune. La sortie de chaque capteur peut être connectée à un voltmètre digital par l'intermédiaire d'un sélecteur multivoies. La commutation des voies peut être effectuée manuellement, mais au cours d'essais, elle est réalisée par une commande automatique incluse dans un programme séquentiel.

La tension d'alimentation d'un capteur est de 6V (maximum 10 V.). Pour cette tension d'alimentation, le signal de sortie correspondant à une pression maximum de 150 mbars est environ de 20 mV.

4.2. Le dispositif de mesure de la pression de l'eau dans le cas où la phase air est en charge.

Il est clair que les indications des capteurs ainsi montés, (avec la prise différentielle en contact avec l'atmosphère) correspondent :

- soit à des valeurs de succions dans le cas où la phase air dans la colonne est à la pression atmosphérique ;
- soit à des valeurs de pression du mélange air-eau dans le cas où la phase air est soumise à des pressions différentes de celle de l'atmosphère.

La mesure de la pression du liquide dans ce dernier cas, est effectuée à l'aide d'un robinet multivoies (SCANIVALVE) (photo II.1), permettant de connecter la prise différentielle du capteur, soit à la pression atmosphérique, soit à l'une des aiguilles hypodermiques placées dans la paroi au niveau de l'axe horizontal de la membrane poreuse du tensiomètre et utilisée ainsi comme prise de pression de la phase air du sol (figure II.9). Une liaison souple de faible diamètre relie le SCANIVALVE d'une part à l'aiguille, et d'autre part à la prise différentielle du capteur de pression.

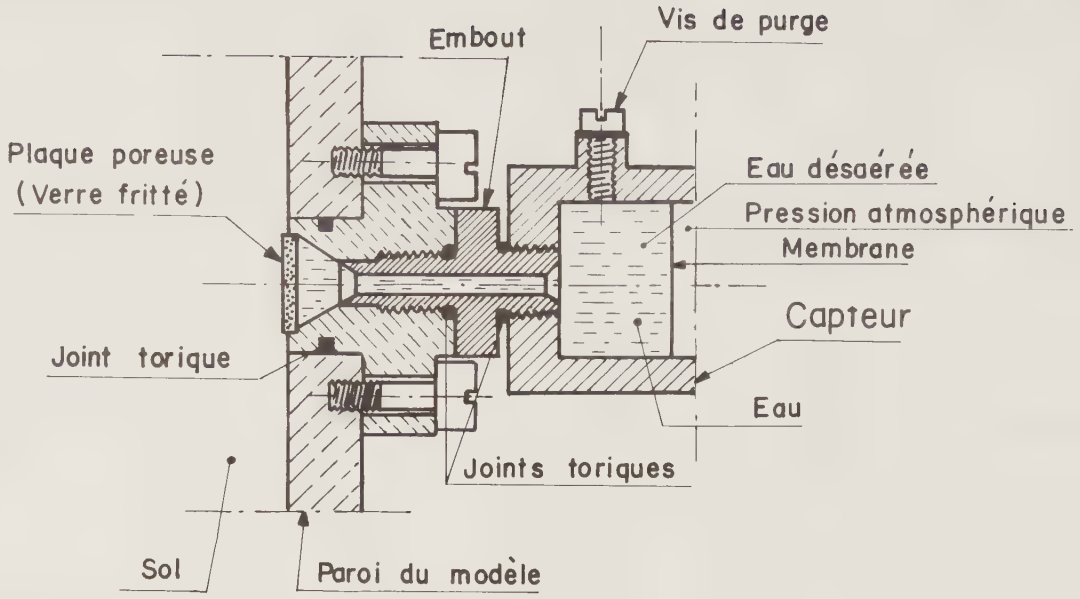


FIG. (II.8) - Dispositif de mesures tensiométriques.
(Tensiomètre et capteur associé).

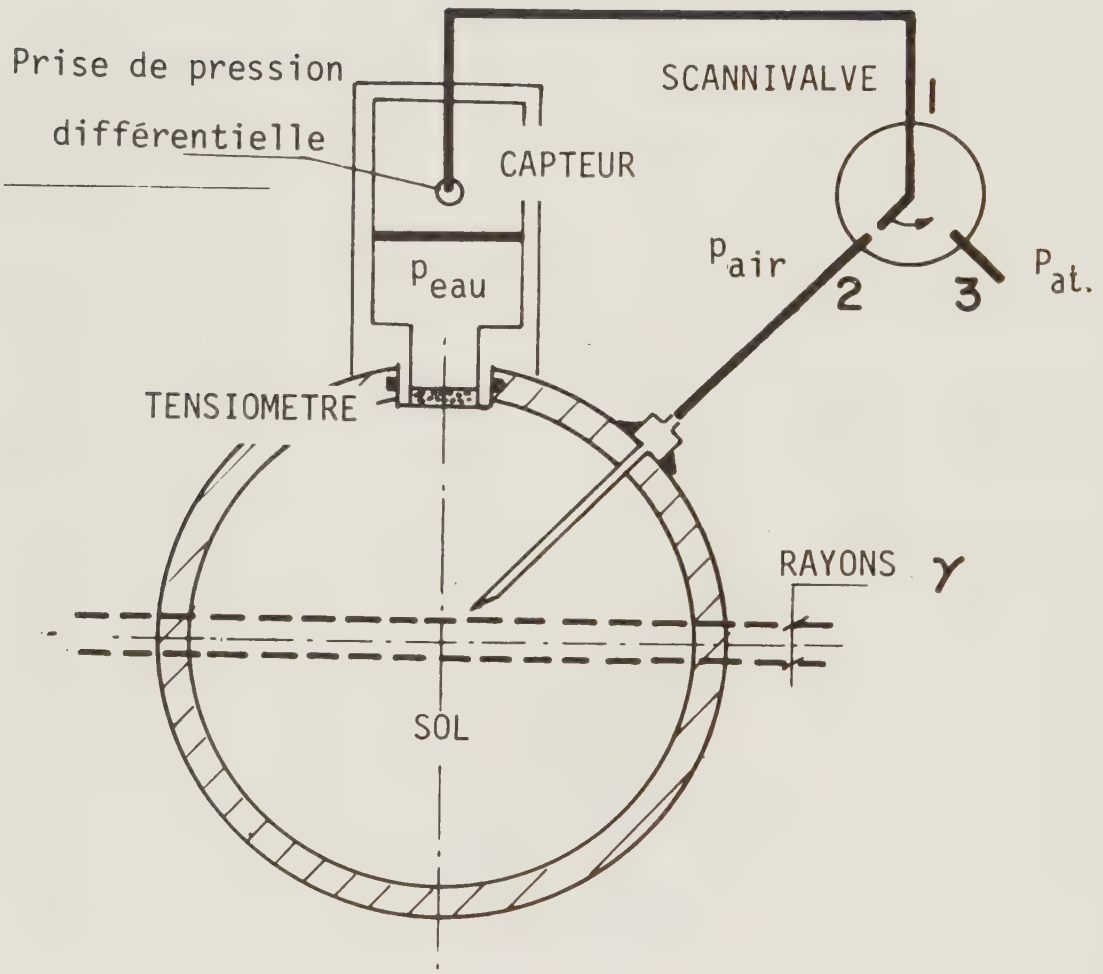


FIG. (II.9) - Dispositif expérimental de la mesure de la pression du liquide p_w par rapport à la pression de l'air p_g.

Comme le précise la figure (II.9) :

- suivant la première connection (indiquée par la suite : "voie 1-3") les indications du capteur correspondent à la pression du mélange $\overline{p}$ donnée selon l'équation (II.8) ;
- suivant la deuxième connection (notée par la suite :"voie 1-2") les indications du capteur de pression correspondent à la pression de l'eau donnée par l'équation (II.9).

Des mesures régulièrement espacées effectuées suivant les deux types de connections permettent d'obtenir l'évolution des valeurs $\overline{p}$ (t) et p_w(t) dans la section de mesure.

5. Les commandes et la centralisation de mesure

Le dispositif expérimental comporte par ailleurs un ensemble d'automatisation conçu d'une part pour centraliser et enregistrer les informations et pour permettre d'autre part une programmation séquentielle et continue des opérations.

A cet effet, cet ensemble se compose :

- d'une centrale de mesure permettant d'enregistrer les différentes informations sous forme analogique ou digitale ;
- d'un dispositif de commande automatique exécutant un programme séquentiel cyclique.

Le fonctionnement de la centrale de mesure a été décrit en détail dans un mémoire antérieur (THONY, 1970). Le schéma général du dispositif expérimental est présenté figure (II.10).

Rappelons brièvement que les mesures s'effectuent selon une procédure séquentielle cyclique. Ainsi, on effectue un comptage gamma dans une section z_j, durant un intervalle de temps présélectionné (T.C. = 40 sec.). A la fin de cette période de comptage débute un temps mort (T.M. = 40 sec.) pendant lequel sont enregistrées successivement (impression et perforation de bande simultanée) :

- les tensions aux bornes des capteurs qui sont proportionnelles aux succions;
- l'échelle de comptage gamma ;

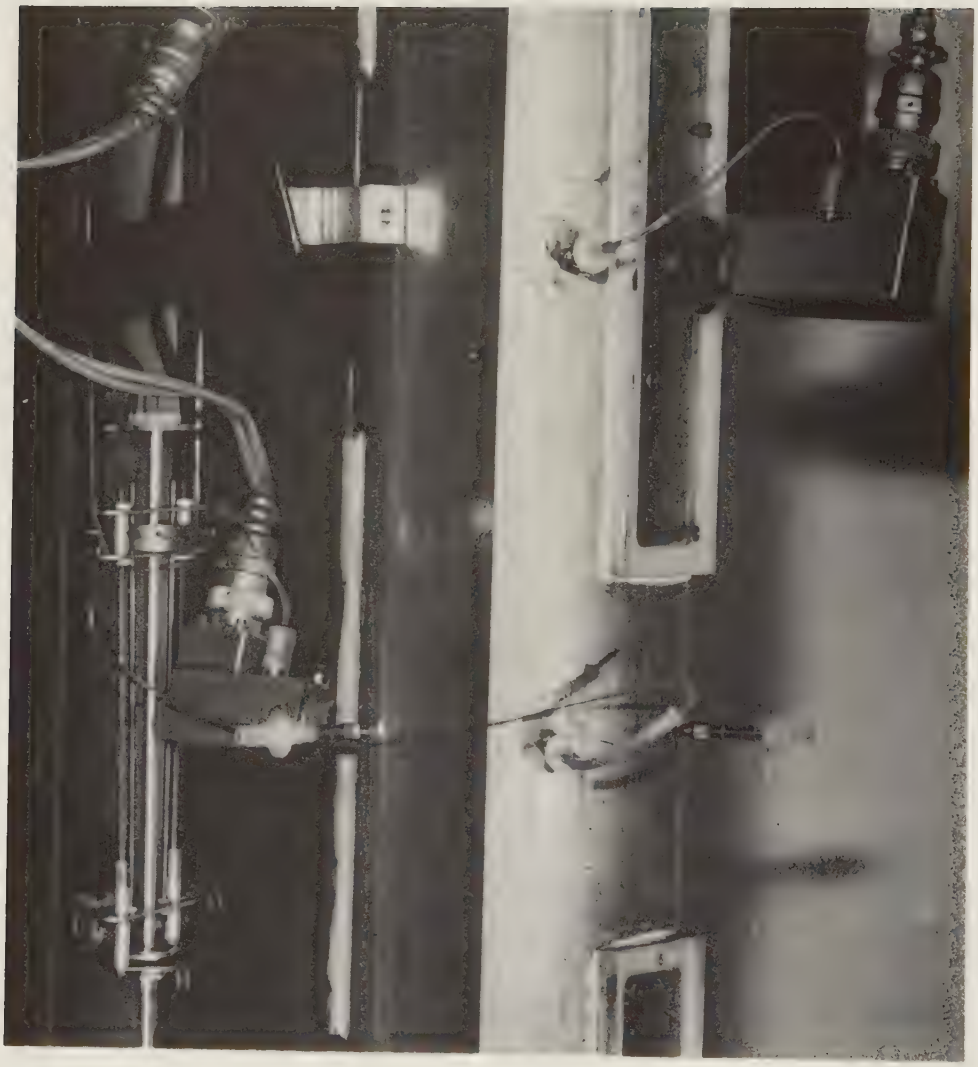


PHOTO (II.1) - Vue du SCANIVALVE et des aiguilles

- le temps écoulé depuis l'instant initial de l'essai ;
- la position de la plateforme de mesure.

En fin d'impression de ces informations, la plateforme est automatiquement déplacée vers la cote z_{j+1} .

A la fin du temps mort, dont la durée est supérieure à celle de l'impression des résultats et du déplacement de la plateforme, une nouvelle période de comptage recommence dans la section z_{j+1} .

Les données ainsi enregistrées sur bande perforée sont directement traitées à l'ordinateur (IBM 1130). Les précisions atteintes sont en valeur absolue de $\pm$ 0,006 cm^3/cm^3 pour les teneurs en eau et de $\pm$ 0,2 cm pour les pressions capillaires. Le listing complet du programme de calcul est reproduit figure (II.11).

Le traitement des informations prévoit pour chaque cycle le calcul des valeurs suivantes :

- la teneur en eau à la cote z,
- la pression en dix points de la colonne,
- le potentiel total en ces dix points,
- les temps correspondants à la mesure de la teneur en eau et de la pression.

6. L'exploitation des résultats

Les résultats expérimentaux sont donnés sous la forme d'un tableau reporté figure (II.12). Sur ce tableau figurent, pour chaque cycle de mesure :

- pour la côte z, à l'instant T, la teneur en eau. (L'instant T correspond à la durée écoulée depuis le début de l'essai jusqu'à l'instant moyen de la période de comptage) ;
- pour les différentes côtes les mesures tensiométriques à l'instant T_H :
  - . les valeurs de la pression,
  - . les valeurs du potentiel

  (l'instant T_H étant le temps affecté à la mesure des pressions qui correspond à la fin de la période de comptage).

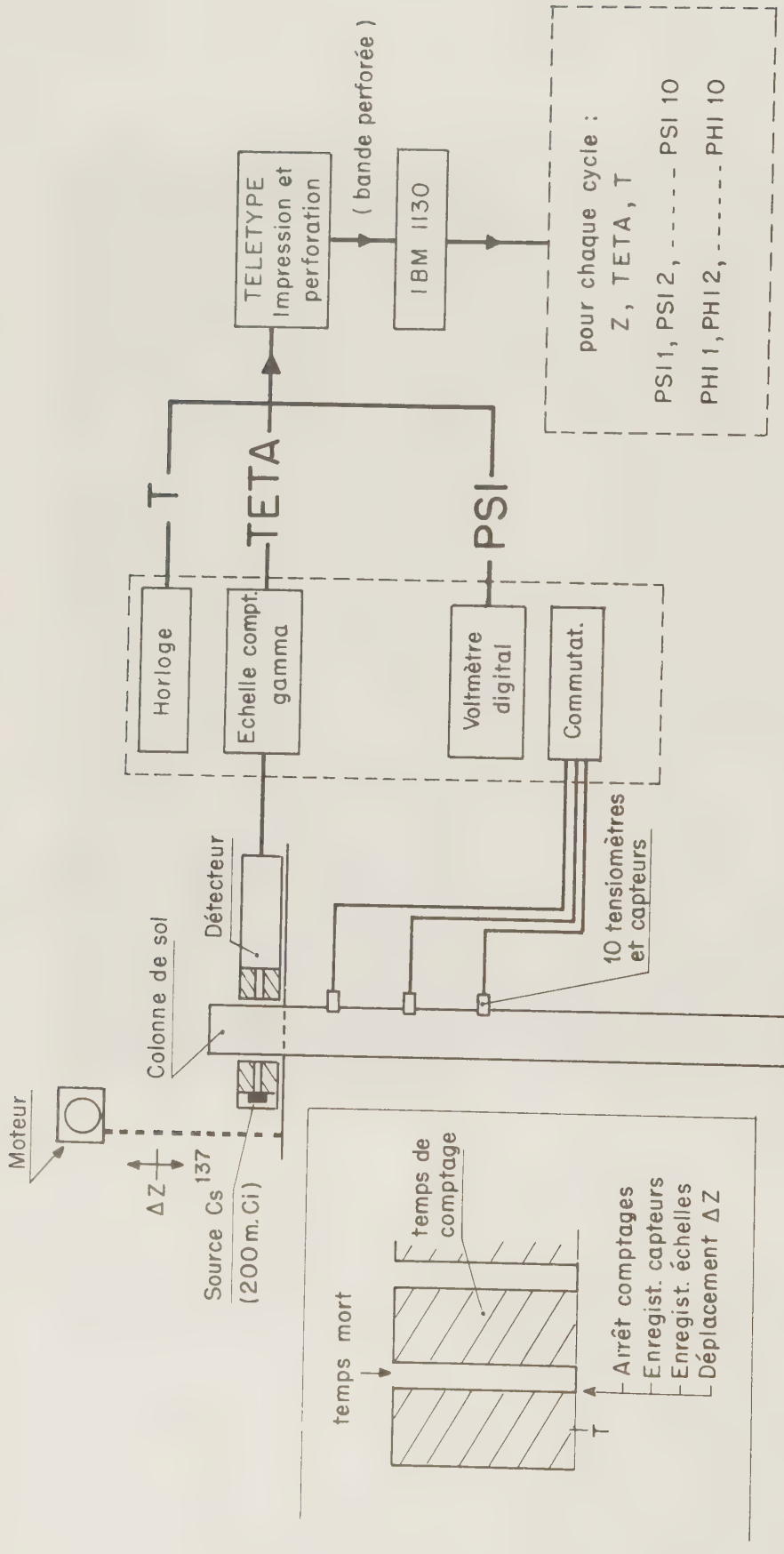


FIG. (II.10) - Schéma général du dispositif expérimental.

```
PAGE   1

// JOB

LOG DRIVE   CART SPEC   CART AVAIL  PHY DRIVE
  0000        0001        0001        0000

V2 M09   ACTUAL  8K  CONFIG  8K

*EQUAT(PARTZ,PARTI)

// FOR
*IOCS(KEYBOARD,PAPERTAPE,1132PRINTER,DISK,CARD,TYPEWRITER)
*ONE WORD INTEGERS
* LIST SOURCE PROGRAM
      INTEGER X1,X2,X3,X4
      REAL NS,XS,NW
      DIMENSION AV(10),BV(10),V(11),PSI(10),PHI(10),ZC(10)
      DIMENSION I(36)
      DATA AV/0.089286,0.15873,0.152284,0.160428,0.088106,0.88106,0.92
     134,0.147783,0.08650,0.14354/
      DATA BV/7*0.,1.,0.,1./
      DATA CSTD0,ALPHA/218550.,11.7055/
      DATA TA/100./
      DATA ZC/30.,80.,180.,280.,380.,500.,675.,850.,1025.,1200./
      DEFINE FILE 1(52,4,U,I1)
      READ(4,100)I
      WRITE(3,108)I
      L=0
   11 READ(6,106)TIN,TC,TM,CSTD
      L=L+1
      WRITE(3,107)TIN,TC,TM,CSTD
      K=0
    1 READ(4,110)X1,V(1),V(2),V(3),V(4),V(5),V(6),V(7),V(8),X2,V(9),V(10
     1),V(11),X3,NW,P,TAU,X4,Z
      K=K+1
      C=CSTD/CSTD0
      IF(NW)11,11,21
   21 CONTINUE
      IF(Z-1300.)22,1,1
   22 IF(Z)1,2,3
    2 I1=1
      GO TO 10
    3 IF((IFIX(Z))/25-Z/25.)4,6,1
    4 Z1=Z-5
      IF((IFIX(Z1))/25-Z1/25.)1,5,1
    5 Z=Z1
      GO TO 6
    6 I1=1+(IFIX(Z))/25
      GO TO 10
   10 READ(1'I1)NS,XS
      T=(TIN+(K-1)*(TC+TM))/3600.
      TH=T+TC/7200.
      TETA=(ALOG((NS*C/NW)*(TC/TA)))*ALPHA/XS
      IF(Z-500.)30,41,41
   30 Z=Z+5.
      GO TO 41
   41 WRITE(3,101)Z,TETA,T,TH
      DO 20 L=1,10
      PSI(L)=(V(L)+BV(L))/AV(L)
   20 PHI(L)=PSI(L)-(ZC(L))/10.
      WRITE(3,102)PSI(1),PSI(2),PSI(3),PSI(4),PSI(5),PSI(6),PSI(7),PSI(8
```

```
PAGE   2

     1),PSI(9),PSI(10)
      WRITE(3,104)PHI(1),PHI(2),PHI(3),PHI(4),PHI(5),PHI(6),PHI(7),PHI(8
     1),PHI(9),PHI(10)
      WRITE(2,111)Z,TETA,T,PSI(1),PSI(2),PSI(3),PSI(4),PSI(5),PSI(6),PSI
     1(7),PSI(8),PSI(9),PSI(10)
      GO TO 1
  100 FORMAT(36A2)
  108 FORMAT(40X,36A2///)
  101 FORMAT(10X,'Z=',F5.0,1X,'MM.',10X,'TETA=',F6.4,10X,'T=',F7.3,1X,'H
     1.',10X,'TH=',F7.3,1X,'H.'//)
  102 FORMAT(10X,'PSI',4X,F7.2,2X,F7.2,2X,F7.2,2X,F7.2,2X,F7.2,2X,F7.2,2
     1X,F7.2,2X,F7.2,2X,F7.2,2X,F7.2//)
  104 FORMAT(10X,'PHI',4X,F7.2,2X,F7.2,2X,F7.2,2X,F7.2,2X,F7.2,2X,F7.2,2
     1X,F7.2,2X,F7.2,2X,F7.2,2X,F7.2//)
  106 FORMAT(1X,F7.0,1X,F4.0,1X,F4.0,1X,F7.0)
  107 FORMAT(5X,'TIN=',F7.0,5X,'TC=',F4.0,1X,'S.',5X,'TM=',F4.0,1X,'S.',
     1'CSID=',F7.0//)
  110 FORMAT(4X,I3,3X,E5.2,3X,E5.2,3X,E5.2,3X,E5.2,3X,E5.2,3X,E5.2,3X,E5
     1.2,3X,E5.2,2X/4X,I3,3X,E5.2,3X,E5.2,3X,E5.2,2X/4X,I3,2X,E5.2,4X,E4
     2.0,2X,E6.0,2X/4X,I3,1X,E4.0,2X)
  111 FORMAT(F5.0,F6.4,F7.3,1X,F7.2,F7.2,F7.2,F7.2,F7.2,F7.2,F7.2,F7.2,5
     1X/F7.2,F7.2)
      CALL EXIT
      END



FEATURES SUPPORTED
 ONE WORD INTEGERS
 IOCS

CORE REQUIREMENTS FOR
 COMMON       0  VARIABLES     226  PROGRAM     734

END OF COMPILATION
```

FIG. (II.11)

PSI	-45.80	-43.47	-42.22	-41.01	-41.65	-31.09	-19.37	-10.42	-5.43	5.22
PHI	-48.80	-51.47	-60.22	-69.01	-79.65	-81.09	-86.87	-95.42	-107.93	-114.77

Z= 30. MM. TETA=0.2522 T= 0.370 H. TH= 0.375 H.

PSI	-46.47	-44.10	-43.01	-41.76	-42.67	-32.12	-20.58	-11.63	-6.70	3.76
PHI	-49.47	-52.10	-61.01	-69.76	-80.67	-82.12	-88.08	-96.63	-109.20	-116.23

Z= 60. MM. TETA=0.2730 T= 0.387 H. TH= 0.391 H.

PSI	-47.03	-44.60	-43.20	-42.13	-43.35	-32.91	-21.34	-12.65	-7.86	2.57
PHI	-50.03	-52.60	-61.20	-70.13	-81.35	-82.91	-88.84	-97.65	-110.36	-117.42

Z= 180. MM. TETA=0.2952 T= 0.404 H. TH= 0.408 H.

PSI	-47.48	-45.10	-43.07	-42.63	-43.92	-33.48	-22.11	-13.39	-8.78	1.60
PHI	-50.48	-53.10	-61.07	-70.63	-81.92	-83.48	-89.61	-98.39	-111.28	-118.39

Z= 280. MM. TETA=0.3123 T= 0.420 H. TH= 0.425 H.

FIG. (II.12)

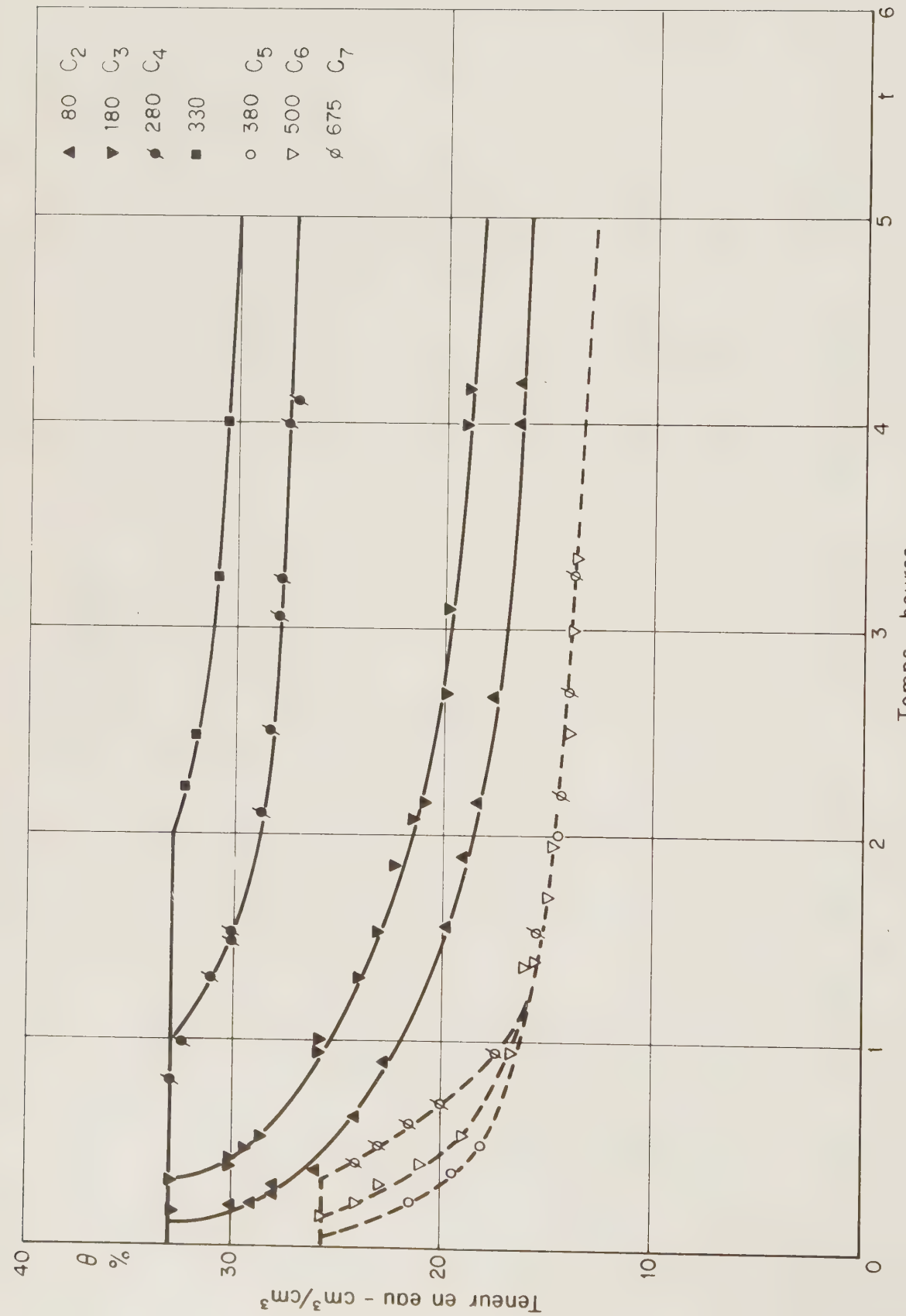


FIG. (II.13) - Drainage avec entrée d'air latérale.
Variation des teneurs en eau en fonction du temps dans les sections de mesure de la première et de la deuxième couche .

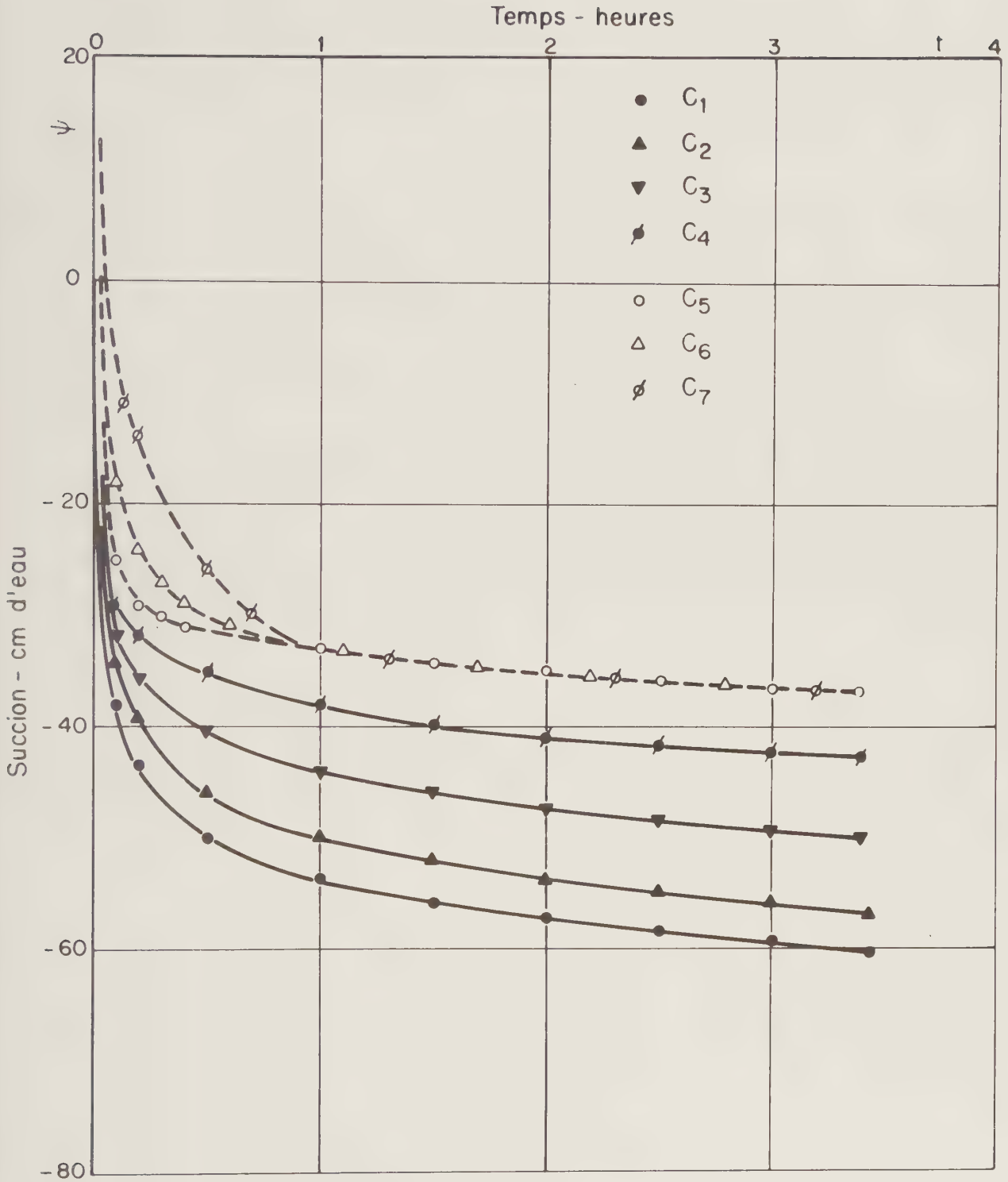


FIG. (II.14) - Drainage avec entrée d'air latérale.
Variation des pressions d'eau en fonction du temps dans les sections de mesure de la première et de la deuxième couche .

Ces résultats correspondent à l'évolution en fonction du temps des valeurs : ψ, θ et $\emptyset$, pour les différentes sections de mesures.

Nous avons rapporté dans les figures (II.13) et (II.14) à titre d'exemple, respectivement l'évolution des teneurs en eau et des succions pour les sections de mesure de la première et de la deuxième couche, au cours d'un essai de drainage correspondant à un rabattement de 0 à 136 cm; la phase air durant l'essai étant en contact avec l'atmosphère.

Ainsi, à partir de ces courbes, il est possible d'obtenir, pour un essai donné :

- soit l'évolution en fonction du temps des profils de pression d'eau et de teneur en eau le long de la colonne. Il suffit en effet de reporter sur un même graphique les différentes valeurs de succion ou de teneur en eau obtenues à un même instant dans les différentes sections de mesure.
- soit pour une section donnée, la corrélation : succion-teneur en eau.

Dans notre étude, toutes les courbes donnant l'évolution des profils de pression d'eau et de teneur en eau, ainsi que la corrélation $\psi(\theta)$ et $\overline{p}(\theta)$ sont obtenues suivant cette méthode.

CHAPITRE III

ETUDE DE L'INFILTRATION A DEBIT CONSTANT DANS UN SOL STRATIFIE

1. Introduction

L'infiltration de l'eau dans le sol peut s'effectuer suivant deux modes : l'infiltration à partir d'une lame d'eau établie à la surface du sol, comme c'est le cas de l'irrigation par ruissellement, ou par submersion ; ou l'infiltration sous forme de pluie tombant à la surface du sol avec différentes intensités, c'est le cas des pluies naturelles ou de l'irrigation par aspersion. Dans ce dernier cas l'infiltration s'effectue souvent avec un débit constant.

L'étude du premier type d'infiltration a été depuis longtemps le sujet de plusieurs recherches, que ce soit sous forme théorique ou expérimentale. RICHARDS (1931), MILLER et RICHARDS (1952), PHILLIP (1957), NIELSEN et al (1961), MILLER et GARDNER (1962), HANKS et BOWERS (1962), LIAKAPOULOS (1965) et VACHAUD (1968). L'influence de la teneur en eau initiale de la nature du sol et de sa stratification sur le taux de l'infiltration et sur l'évolution des profils hydriques a ainsi été étudiée en détail.

Le cas de l'infiltration à débit constant a moins retenu l'attention des chercheurs. Ce type d'infiltration a été étudié par YOUNGS (1960), RUBIN et STEINHARDT (1963, 1964), FEODOROFF (1965) et RUBIN (1966). Ces dernières études ont porté sur le cas d'un sol homogène et en considérant que l'air présent dans le sol forme une phase continue constamment en équilibre avec l'atmosphère. Il est à noter que cette dernière hypothèse est communément admise. Elle revient à négliger la résistance à l'écoulement de l'air et par conséquent à considérer que les gradients des pressions dans la phase air sont négligeables.

Par contre, cette hypothèse n'est pas valable lors d'une infiltration par submersion de la surface du sol ou lors de l'avancement d'un front d'humidification dû à une pluie de forte intensité. En effet, il est courant de voir des bulles d'air crever à la surface, ou, expression bien connue des agronomes "d'entendre les pipes de drainage chanter". Une telle situation influence considérablement le mécanisme de l'écoulement. Une première étude de ce problème a été effectuée par FREE et PALMER (1940). Leurs résultats montrent une réduction considérable du taux d'infiltration dans le cas où l'air présent dans le sol est incapable de s'échapper. Plus tard, WILSON et LUTHIN (1963) présentent des résultats qui expliquent le mécanisme du phénomène. YOUNGS et PECK (1964), PECK (1965), ADRIAN et FRANZINI (1966) ont analysé la physique du problème, en se basant sur les lois de l'écoulement ainsi que celle de la thermodynamique. Dans une publication récente, BRUTSKERN et MOREL-SEYTOUX (1970) présentent une solution numérique de l'écoulement compte tenu de la compression de la phase air.

Ces différentes études n'ont traité cependant que le cas de l'avancement d'un front de saturation dans une colonne de sol homogène. L'existence d'une discontinuité dans les propriétés hydrologiques d'un sol, modifie fondamentalement l'écoulement de la phase liquide et de là, elle influence le processus de la compression de la phase air. C'est pourquoi nous avons décidé, pour mieux approcher les conditions naturelles dans lesquelles s'effectue l'infiltration à flux constant, de mener notre étude sur un sol stratifié en procédant suivant deux étapes :

- Nous avons d'abord considéré que la phase air est continue et qu'elle est à la pression atmosphérique (ce qui permet de présenter le rôle des interfaces au cours d'une infiltration).

- Nous avons ensuite étudié le comportement de la phase air et son effet sur le mécanisme de l'écoulement de l'eau.

La méthode expérimentale choisie est beaucoup plus adaptée à l'étude des phénomènes considérés que celle des études précédentes, car elle permet une mesure de l'évolution locale des teneurs en eau et des pressions d'eau et d'air en plusieurs points de la colonne.

°

° °

2. Détermination de la valeur du flux critique "q_c"

Il est important de déterminer, avant le début des essais, la valeur du flux critique "q_c" relative à l'ensemble de la première et de la deuxième couche (sable fin / sable gros). Cette valeur peut être déterminée à partir des relations $K(\psi)$ relatives à l'infiltration pour les deux sables utilisés.

Dans la figure (III.1), nous avons reproduit ces deux courbes. Dans cette figure on note que la valeur de "q_c" est de l'ordre de 3 cm/h.

Rappelons que le flux critique correspond à la valeur du flux pour laquelle la zone de transition se termine à l'interface par une valeur de succion $\psi_1 = \psi_{1e}$ et par conséquent $\theta_1 = \theta_{s1}$.

3. Description des essais

Deux séries d'essais d'infiltration ont été effectuées sur la colonne. Au cours de la première série d'essais, les embouts des aiguilles étaient débouchés, la phase air était donc maintenue à la pression atmosphérique. Par contre, au cours de la deuxième série d'essais, les embouts des aiguilles étaient hermétiquement bouchés, la phase air du sol était par conséquent complètement isolée de l'atmosphère.

Les valeurs du flux d'infiltration choisies pour chaque série d'essais correspondent aux trois cas possibles :

- $q < q_c$
- $q = q_c$
- $q > q_c$

Le but de ces différents essais est d'étudier d'une part l'effet des interfaces entre les couches sur le processus de l'écoulement de la phase liquide (première série d'essais) et d'autre part de vérifier la notion du flux critique "q_c" relative à la compression de la phase air (deuxième série d'essais). Rappelons que, suivant cette notion, la phase air dans la deuxième et la troisième couche doit se mettre en compression durant une infiltration avec une valeur de flux $q \geqslant q_c$, dès que le régime satisfaisant à la condition de flux constant est établi à la première interface. L'effet de la compression de la phase air sur l'écoulement de la phase liquide sera étudié en détail.

Parallèlement à chaque essai d'infiltration, la colonne du sol était soumise à un drainage, à la fin duquel le robinet de vidange placé au bas de la colonne a été fermé.

Le débit d'infiltration est imposé à la surface du sol à l'aide d'une pompe volumétrique à débit rigoureusement constant.

Cette pompe se compose d'une série de six seringues hypodermiques de 100 cm^3 chacune, dont trois se remplissent pendant que les trois autres refoulent l'eau dans le circuit d'alimentation de la colonne. Les pistons des seringues fixés sur un plateau se déplacent dans leurs corps à vitesse constante et réglable. Le mouvement de translation de ce plateau est assuré par un système vis-écrou, la rotation de la vis étant effectuée par un moteur électrique reversible à vitesse de rotation variable. Des contacteurs permettent d'inverser en fin de course le mouvement des pistons, tandis que des électro-vannes réalisent le branchement hydraulique correspondant. La vitesse de rotation du moteur peut varier de 4 à 4000 t/min, la constante d'étalonnage du dispositif étant de 1/50 cm^3/tour.

La sortie de la pompe est connectée à une plaque en bronze poreux de grande perméabilité servant à répartir uniformément l'eau sur toute la surface du sol. Il est important de veiller à ce que le circuit de connection (formé d'un tube de matière plastique), ainsi que la plaque poreuse, soient complètement saturés avant chaque essai.

Le temps t = 0, correspond à l'instant de mise en contact de la plaque poreuse avec la surface du sol et simultanément la mise en marche de la pompe.

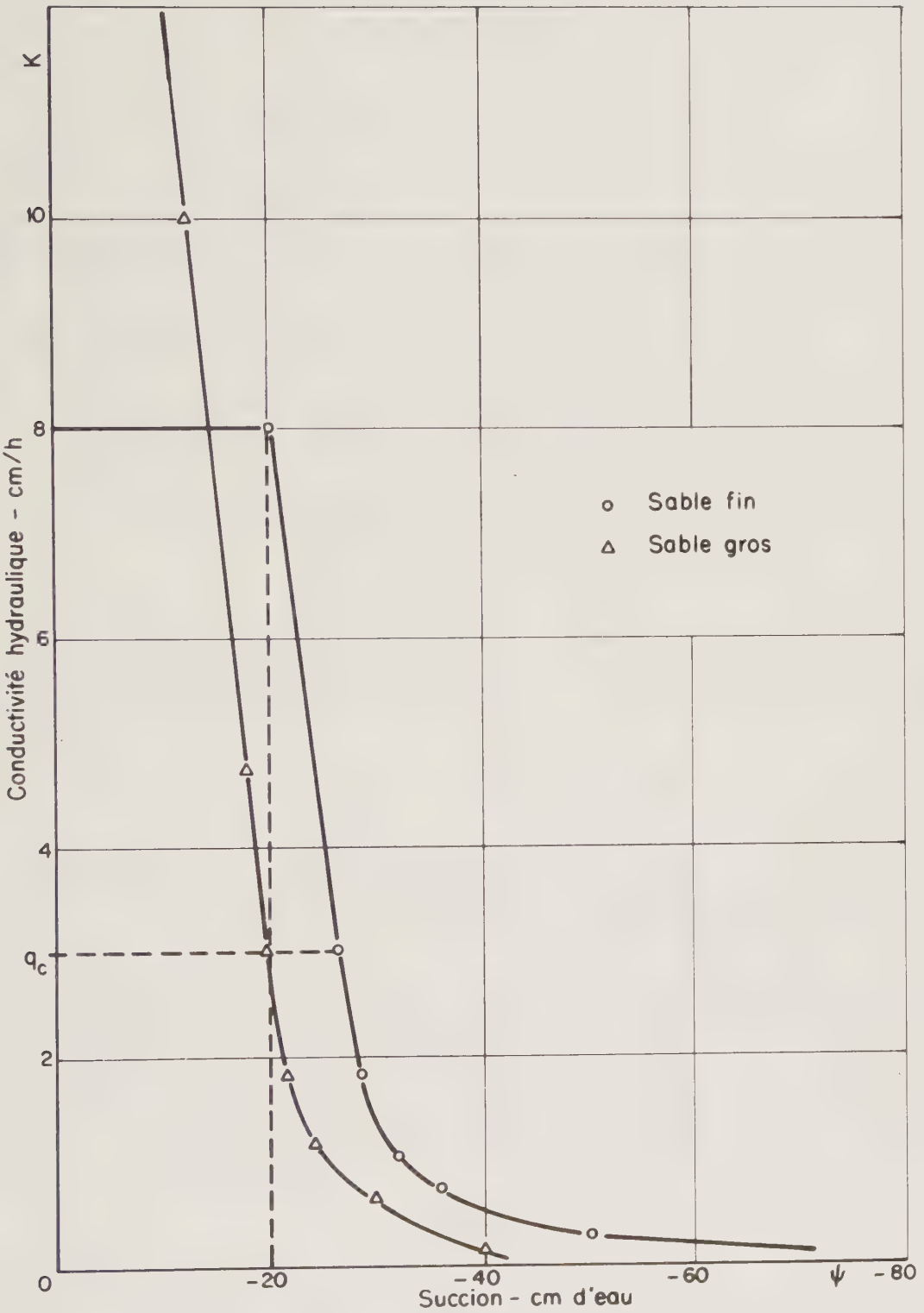


FIG. (III.1) - Détermination du flux critique "q_c".

4. Essais d'infiltration avec fuite d'air latérale. Analyse des profils de succion et de teneur en eau. Effets des interfaces

Trois essais d'infiltration ont été effectués sur la colonne correspondant à des flux de : 1,75 cm/h, 3 cm/h et 6 cm/h.

Nous avons présenté, dans les figures (III.2), (III.3) et (III.4), l'évolution des profils de succions et de teneurs en eau, au cours de trois essais. On note à partir de l'étude de ces figures que :

a) Très rapidement le gradient de succion devient nul à l'arrière du front d'humidification. Ceci correspond à la formation de la région d'écoulement gravitaire. Rappelons que dans cette région l'équation de DARCY devient q = K. Pour chaque essai, la valeur de la succion dans la région d'écoulement gravitaire correspond à la valeur limite que le flux impose automatiquement à la surface du sol.

La formation de cette région se voit par ailleurs clairement dans la figure (III.5) où nous avons présenté l'évolution de la valeur de succion en fonction du temps pour les différentes sections de mesure et au cours des trois essais.

Nous notons sur cette figure, qu'au fur et à mesure que le front d'humidification avance, les pressions d'eau dans les sections C_1, C_2, C_3 finissent par atteindre une même valeur. Cette valeur est aussi atteinte par la courbe $\psi(t)$ de la section C_8 située dans la troisième couche, composée de sable ayant les mêmes propriétés hydrologiques que celui de la première couche.

Le même phénomène est à noter pour les courbes $\psi(t)$ des sections C_5 et C_6, situées dans la deuxième couche, qui finissent elles aussi par présenter un palier commun. Il est clair cependant que les valeurs limites des deux succions sont différentes étant donné la différence qui existe dans les propriétés hydrologiques du sol des deux couches. Notons, par ailleurs, que pour chaque essai ces valeurs correspondent bien aux valeurs des succions déterminées à partir des relations $K(\psi)$ pour les valeurs K = q (figure III.1).

b) Durant l'évancement du front, la valeur de la succion est la même de part et d'autre de l'interface.

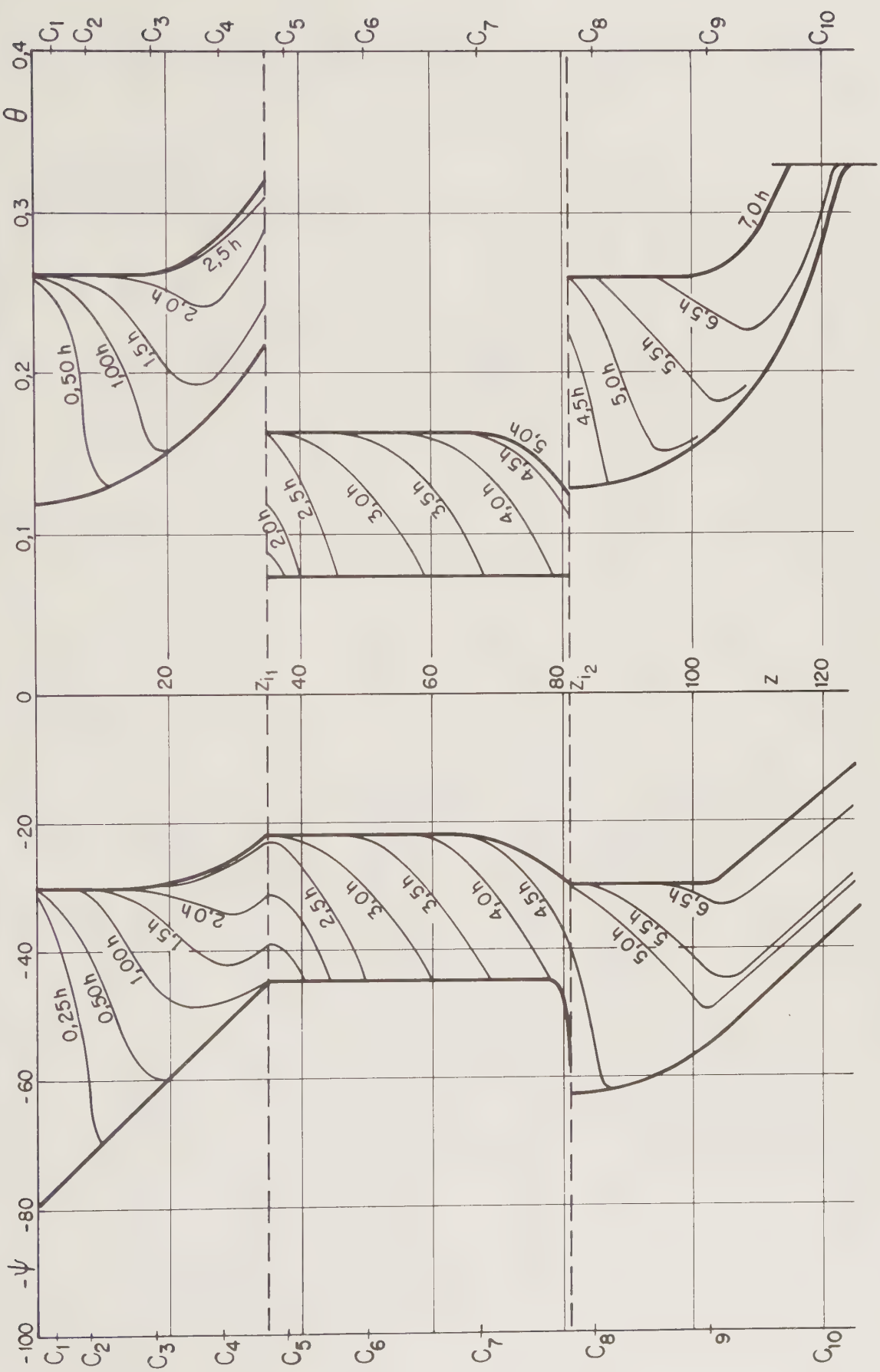


FIG. (III.2) - Evolution des profils de succions et de teneurs en eau.
$q = 1.75$ cm/h. $(q < q_c)$

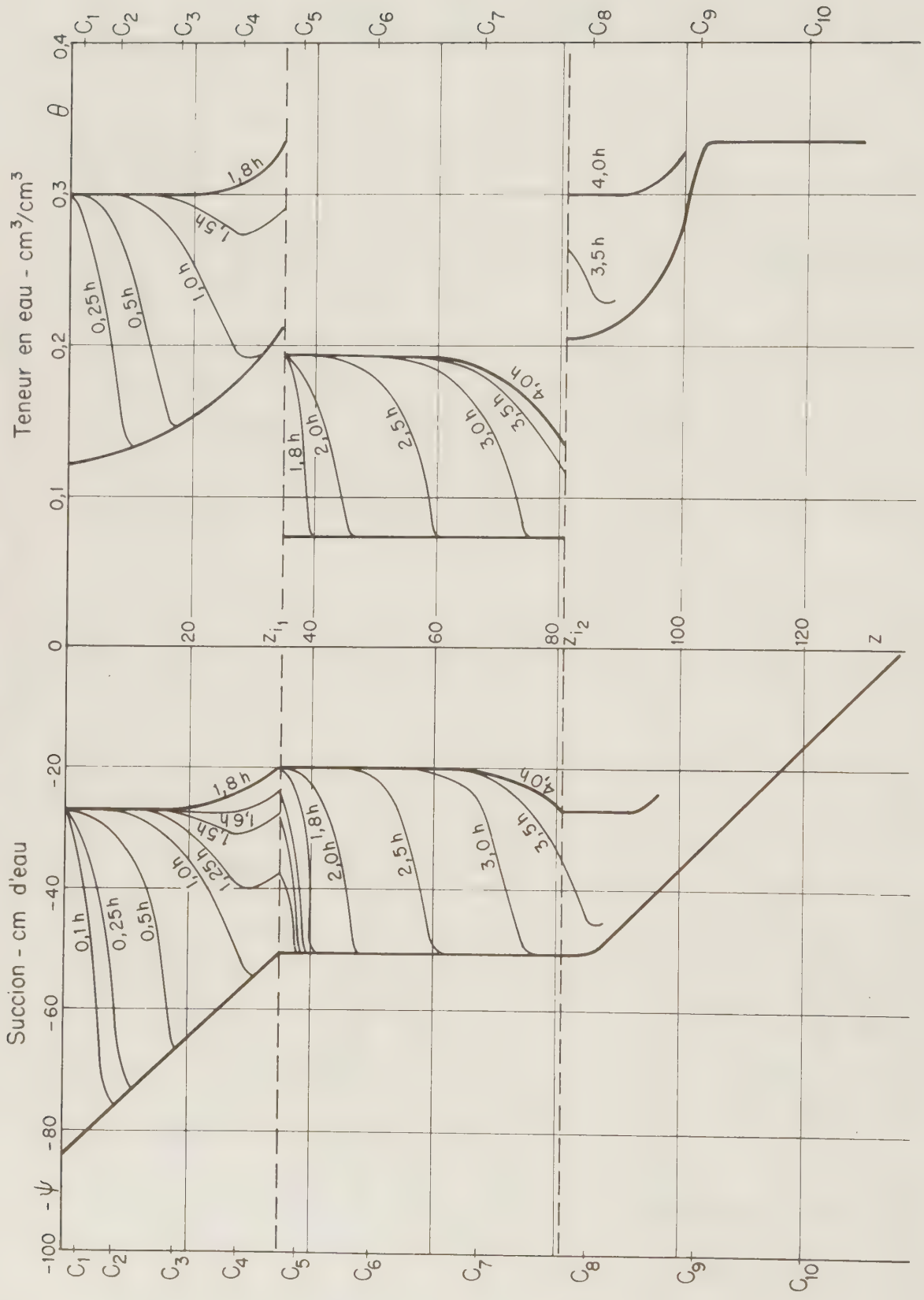


FIG. (III.3) - Evolution des profils de succions et de teneurs en eau.
q = 3 cm/h. ($q = q_c$)

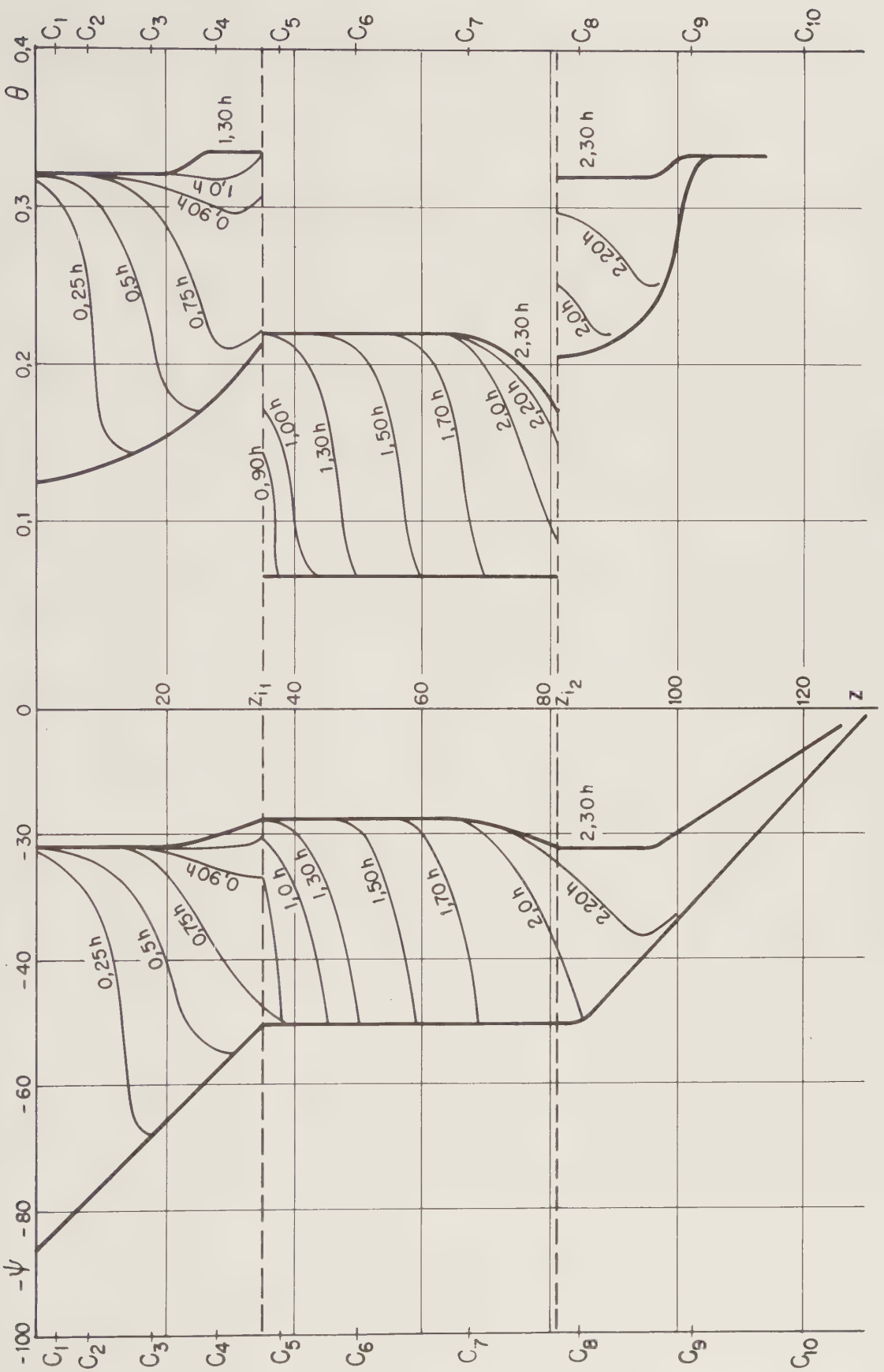


FIG. (III.4) - Evolution des profils de succions et de teneurs en eau.
$q = 6$ cm/h ($q > q_c$)

En effet à l'interface, l'écoulement est conditionné par la continuité de pression. Remarquons que cette condition implique au passage de l'interface :

- une discontinuité dans la pente de la courbe ψ (z) à un instant t ;
- une discontinuité des teneurs en eau qui se traduit par une diminution de la teneur en eau dans le cas de la première interface (sable fin / sable gros) et par une augmentation de la teneur en eau pour la deuxième interface (sable gros / sable fin).

Cette condition implique dans la figure (III.5) l'allure particulière de la courbe ψ(t) de la section C_5, située à 3cm au-dessus de la première interface, comparée à celle des sections C_6 et C_7, bien que la teneur en eau initiale soit la même.

c) On voit clairement dans ces figures, la formation des zones de transition. Rappelons que cette zone relie à l'interface les deux valeurs de succions imposées par le flux au sommet de chaque couche. Il est à noter que :

1 - ces zones se trouvent au-dessus des deux interfaces ;

2 - dans la première zone de transition, la pression de l'eau augmente avec la cote, régulièrement de ψ_0 à ψ_2, il en est par conséquent de même pour la teneur en eau. ψ_0 et ψ_2 étant les valeurs de la succion limite imposée par le flux au sommet de chaque couche ;

3 - par contre, dans la deuxième zone de transition, la pression de l'eau diminue de la valeur ψ_2 à ψ_0 et par conséquent, la teneur en eau décroit.

Ceci explique la raison pour laquelle la courbe C_4 dans la figure (III.5) atteint une valeur de pression d'eau supérieure à celle obtenue pour les sections C_1, C_2, C_3. Ces résultats sont comparables à ceux obtenus par BYBORDI (1967) et POULOVASSILIS (1968) pour un écoulement permanent.

d) Il est important de noter qu'à la première interface, dès que le régime satisfaisant à la condition de débit constant est établi, les valeurs de succion et de teneur en eau pour les trois essais vérifient les conditions suivantes :

INFILTRATION AVEC FUITE D'AIR LATERALE

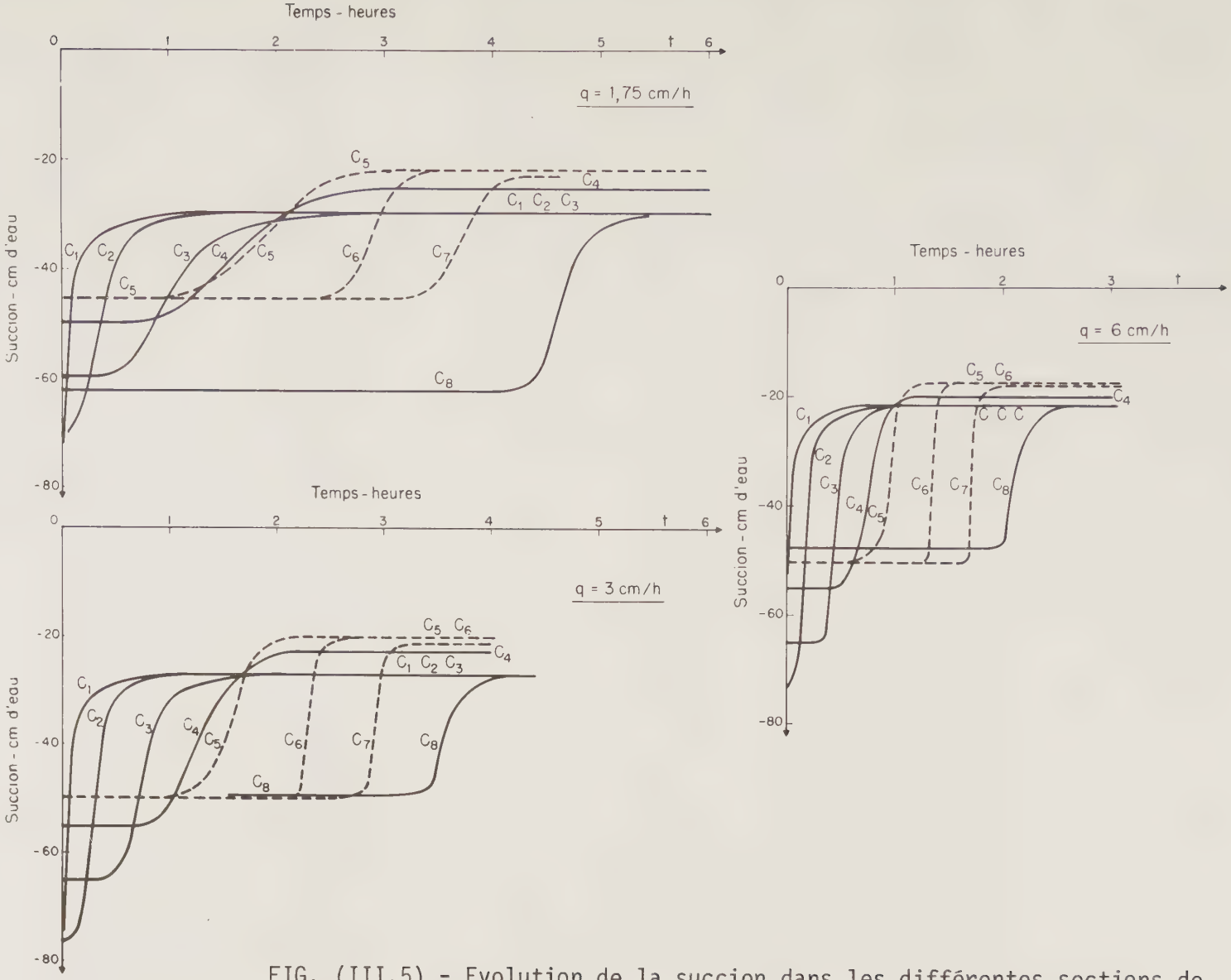


FIG. (III.5) - Evolution de la succion dans les différentes sections de mesure durant les trois essais.

$q < q_c$	$\psi_1 < \psi_{e1}$	$\theta_1 < \theta_{s1}$
$q = q_c$	$\psi_1 = \psi_{e1}$	$\theta_1 = \theta_{s1}$
$q > q_c$	$\psi_1 > \psi_{e1}$	$\theta_1 = \theta_{s1}$

Dans le cas de l'essai ($q > q_c$) on note la formation au-dessus de l'interface d'une région de teneur en eau égale à θ_{s1}. Ceci s'explique par le fait que la valeur de ψ_2 imposée par le flux au sommet de la deuxième couche est plus grande que ψ_{e1}. Il est évident que cette région est d'autant plus grande que la valeur du flux est grande par rapport au flux critique.

Par contre, on note qu'en aucun cas étudié, on n'atteint la saturation au voisinage de la deuxième interface.

On constate donc que l'interface (sable fin / sable gros) joue le rôle de section de contrôle, le régime amont (sable fin) étant conditionné par le régime aval (sable gros).

°
° °

5. Essais d'infiltration sans fuite d'air latérale. Etude de l'influence de la mise en pression de l'air sur le mécanisme de l'écoulement de l'eau.

Les valeurs du flux choisies pour les essais de cette série sont : $q = 1{,}25$ cm/h ; $q = 3$ cm/h et $q = 6$ cm/h.

L'analyse détaillée de la compression de la phase air est effectuée pour l'essai $q = 3$ cm/h. Nous commençons par conséquent à présenter les résultats relatifs à cet essai.

5.1. Essai $q = q_c$ (3 cm/h)

Afin de pouvoir étudier l'effet résultant de la compression de la phase air sur le mécanisme de l'écoulement de la phase liquide, deux essais d'infiltration avec la même valeur de flux ont été effectués sur la colonne.

Lors du premier essai, l'infiltration a eu lieu sans possibilité de fuite d'air latérale (essai 1).

Lors du second essai, effectué avec des conditions initiales identiques (ceci afin d'éliminer toute influence des effets d'hystérésis) nous avons imposé à la phase air du sol, une pression égale à la pression atmosphérique (essai 2).

Certains résultats relatifs à ce dernier essai (2) ont été exposés au chapitre précédent, mais nous pensons qu'il est intéressant de présenter maintenant une analyse comparative des résultats obtenus dans les deux cas, afin de mettre clairement en évidence le rôle de l'air.

La durée de chacun des essais est de trois heures.

Durant chacun de ces essais, la mesure ou le contrôle de la pression de l'air dans deux sections situées dans la couche de sable gros C_6 (z = 50 cm) et C_7 (z = 67,5 cm) a été effectuée en utilisant le robinet multivoies ; selon la méthode définie au chapitre (II), paragraphe (II.4.2.).

A) RESULTATS

L'évolution des profils hydriques durant ces deux essais est présentée dans la figure (III.6). Rappelons tout d'abord qu'à la valeur du flux imposée, correspond à la surface du sol, une teneur en eau θ = 0,30 cm^3/cm^3. Au début de l'infiltration la couche supérieure n'est pas saturée. On note que pour :

- $t \leqslant 1{,}8$ heures, les profils hydriques sont absolument identiques pour les deux essais. A t = 1,8 heures, le régime satisfaisant à la condition de flux constant est établi. Rappelons que cela implique la formation de la zone de transition au-dessus de l'interface. Pour le flux considéré ($q = q_c$) la succion à l'interface ψ_1 doit être égale à ψ_2 et par conséquent $\theta_1 = \theta_{s1}$.

- $t > 1{,}8$ heures, l'évolution des profils hydriques diffère dans les deux essais. L'avancement du front d'humidification dans la deuxième couche est plus rapide durant l'essai (2) que celui de l'essai (1) .

Nous avons rapporté dans la figure (III.7) l'évolution des pressions et des

teneurs en eau dans les sections C_6 et C_7 en fonction du temps durant l'essai (1) (compression de l'air du sol). On notera à l'examen de ces courbes que :

a - les voies "1-2" et "1-3" donnent la même indication en pression jusqu'à t = 1,80 heures. Ceci prouve que jusqu'à cet instant, l'air est à la pression atmosphérique dans ces deux sections.

b - à partir de 1,8 heures, on observe une augmentation de la pression du mélange $\bar{p}$, alors que la pression du liquide p_w et sa concentration (ou teneur en eau) sont constantes.

c - la section C_6 s'humidifie au bout de 2.3 heures. L'augmentation de la teneur en eau dans cette section correspond également à une augmentation de la pression du liquide p_w et à une rupture de pente dans la loi $\bar{p}(t)$. Tant que le front d'humidification n'a pas atteint la section C_7, on note que la pression du liquide reste constante et identique à sa valeur initiale.

d - si l'on choisit un instant quelconque entre le début de l'infiltration de la section C_6 et celui de la section C_7 on vérifie bien que :

$$(\bar{p} - p_w)_{C_6} = (\bar{p} - p_w)_{C_7}$$

Dans la figure (III.8) nous avons représenté l'évolution des pressions et des teneurs en eau pour les sections C_6 et C_7 relatives à l'essai 2) (mise à l'atmosphère de l'air du sol). On note, d'après ces courbes :

- qu'il n'y a pas de variation de pression tant que le front d'humidification n'a pas atteint la section de mesure ;
- que les valeurs de la pression données par le capteur C_6 sont identiques que l'on soit branché sur la voie "1-2" ou sur la voie "1-3".

Il est clair qu'il n'y a dans ce cas aucune compression de la phase air, puisqu'il résulte de l'identité entre $\bar{p}$ et p_w que $p_g = p_{at}$ (équation II.8).

B) DISCUSSION

a) Cas de l'essai 1) : Durant l'infiltration correspondant à cet essai, tant que la valeur de la teneur en eau à la première interface n'a pas atteint θ_s, l'air chassé par l'avancement du front d'humidification peut s'échapper librement par la surface du sol puis qu'il reste un volume de vide de 0,09 cm^3/cm^3 dans toute la partie supérieure de la colonne, par où l'air peut transiter. De ce fait, les profils hydriques dans la couche de sable fin sont identiques, que l'infiltration se fasse avec ou sans entrée d'air latérale.

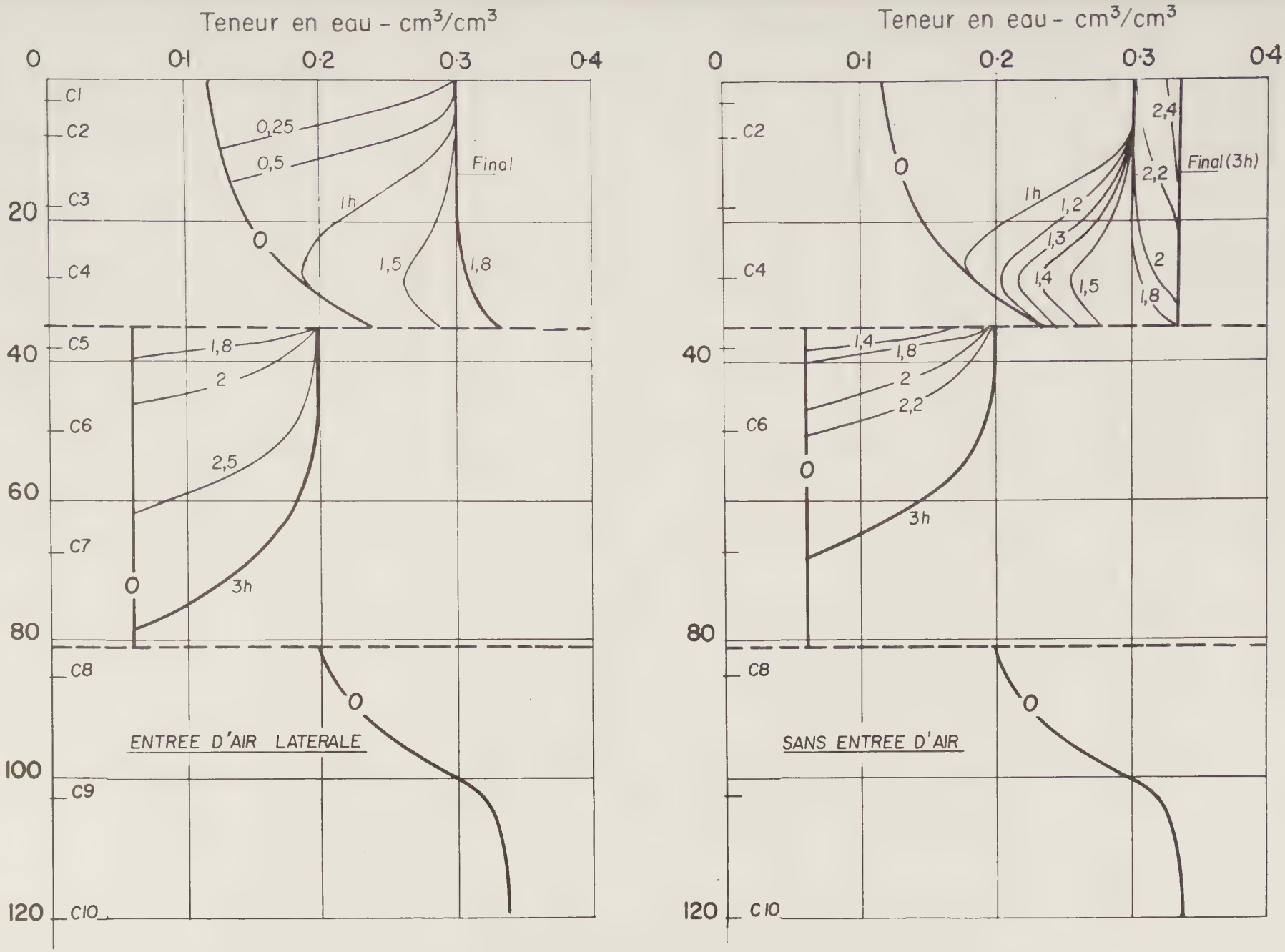


FIG. (III.6) - Evolution des profils hydriques.

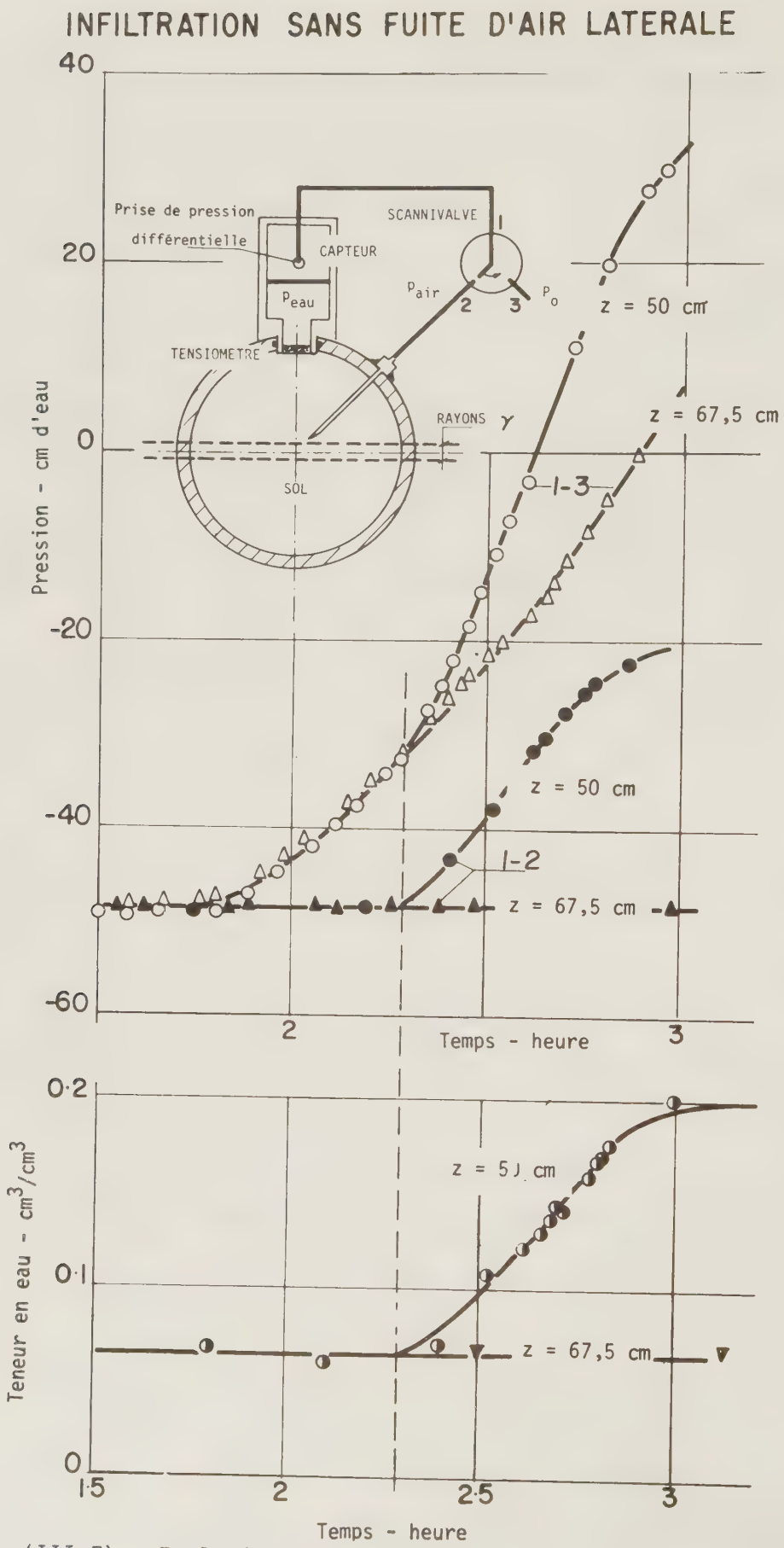


FIG. (III.7) - Evolution des pressions et des teneurs en eau dans les sections C_6 et C_7. q = 3 cm/h. ($q = q_c$).

A t = 1,8 heures, le régime satisfaisant à la condition de flux constant est établi à l'interface, la teneur en eau devient donc égale à θ_{sl}, et par conséquent la perméabilité à l'air devient nulle. L'air se trouve ainsi piégé entre le front d'humidification et la zone humide au fond de la colonne dont l'étendue ne peut évoluer par suite des conditions expérimentales imposées à la base de la colonne. Il se met alors en compression à partir de t = 1,8 heures, au fur et à mesure que le front avance. Ceci explique l'augmentation de la pression du mélange p intervenue à partir de cet instant.

Le front d'humidification atteint la section C_6 au bout de 3 heures. Il est normal que pour t < 2,3 heures les indications des capteurs C_6 et C_7 connectés suivant la voie "1-2" restent constantes. (L'eau étant incompressible et sa concentration restant constante, sa pression p_w reste constante).

A partir de 2,3 heures, les indications des deux capteurs C_6 et C_7 connectés suivant la voie "1-3" diffèrent, cela est dû au fait que :

- pour C_6, les valeurs de p_w et de p varient simultanément. La pression du liquide augmente du fait de sa variation de concentration (teneur en eau volumique). Cette augmentation de pression explique la rupture de pente de la courbe $(p - p_{at})$ en fonction du temps.
- pour C_7, la teneur en eau est toujours constante, p_w reste donc constante. L'indication du capteur correspond uniquement à la compression de l'air dans la section de mesure.

Pour chaque capteur, la différence à un instant donné entre les deux courbes obtenues suivant les connections "1-2" et "1-3" donne la pression de l'air. Cette pression est la même pour les deux sections. Ceci prouve que la phase air est continue. Notons que la pression de l'air à la fin de l'essai atteint 50 mbars.

b) Cas de l'essai 2) : Durant tout l'écoulement, l'air chassé par l'avancement du front peut s'échapper librement par les aiguilles. La phase air, par conséquent est en permanence reliée à la pression atmosphérique. Ceci explique le fait que les indications du capteur C_6, suivant la connection des voies "1-2" et "1-3" sont identiques.

Ce résultat montre clairement que le nombre des aiguilles utilisées (40 aiguilles) est suffisant pour imposer à la phase air du sol une pression constante égale à la pression atmosphérique.

D'autre part, utilisant les valeurs de la pression d'eau et de la teneur en eau reproduites dans les figures (III.7) et (III.8) on peut tracer la courbe $\psi(\theta)$ de la couche de sable gros (figure III.9). L'unicité de cette courbe obtenue :

. durant l'essai (2), d'après les valeurs p_w obtenues suivant les deux connections "1-2" et "1-3",

. durant l'essai (1), d'après les valeurs obtenues suivant la connection "1-2",

est une preuve supplémentaire de la validité des méthodes expérimentales de mesure.

Il est clair que la corrélation entre la teneur en eau et les indications du capteur dans le cas où sa prise différentielle est connectée à l'atmosphère (voie "1-3") durant l'essai (1) donne une courbe complément différente de la courbe $\psi(\theta)$ relative au sable gros.

c) Comparaison des profils hydriques : La comparaison des profils hydriques obtenus durant les deux essais montre que la compression de la phase air modifie fondamentalement le processus de l'écoulement. Cela se traduit par deux effets :

a.- La phase air comprimée freine l'avancement du front dans la deuxième couche : la valeur de $\frac{d\theta}{dt}$ pour la section C_6 est plus faible dans le cas de l'essai (1) que dans le cas de l'essai (2), figures (III.7) et (III.8).

b.- Etant donné que le débit d'infiltration est constant, on assiste pour $t > 1{,}8$ heures, à une réhumidification de la couche supérieure de sable fin, en partant de l'interface jusqu'à obtenir finalement un profil complément saturé dans cette zone.

On notera donc que l'effet de la compression de l'air influe d'une part sur la représentativité de la mesure de la pression et d'autre part sur le mécanisme de l'écoulement dans la deuxième couche de sable gros. Au bout de 3 heures on a, dans le premier cas, un déficit d'écoulement de 72 cm^3 dans la deuxième couche, ce qui représente 24 % du volume écoulé dans la couche de sable gros avec entrée d'air latérale. Ce déficit est d'ailleurs compensé par la réhumidification de la couche supérieure, comme ceci peut être vérifié par intégration des profils.

5.2. Essai $q = 6$ cm/h $(q > q_c)$

Durant cet essai d'infiltration qui a duré 1,5 heures, la pression de l'air est mesurée dans les deux sections C_6 et C_7 de la deuxième couche.

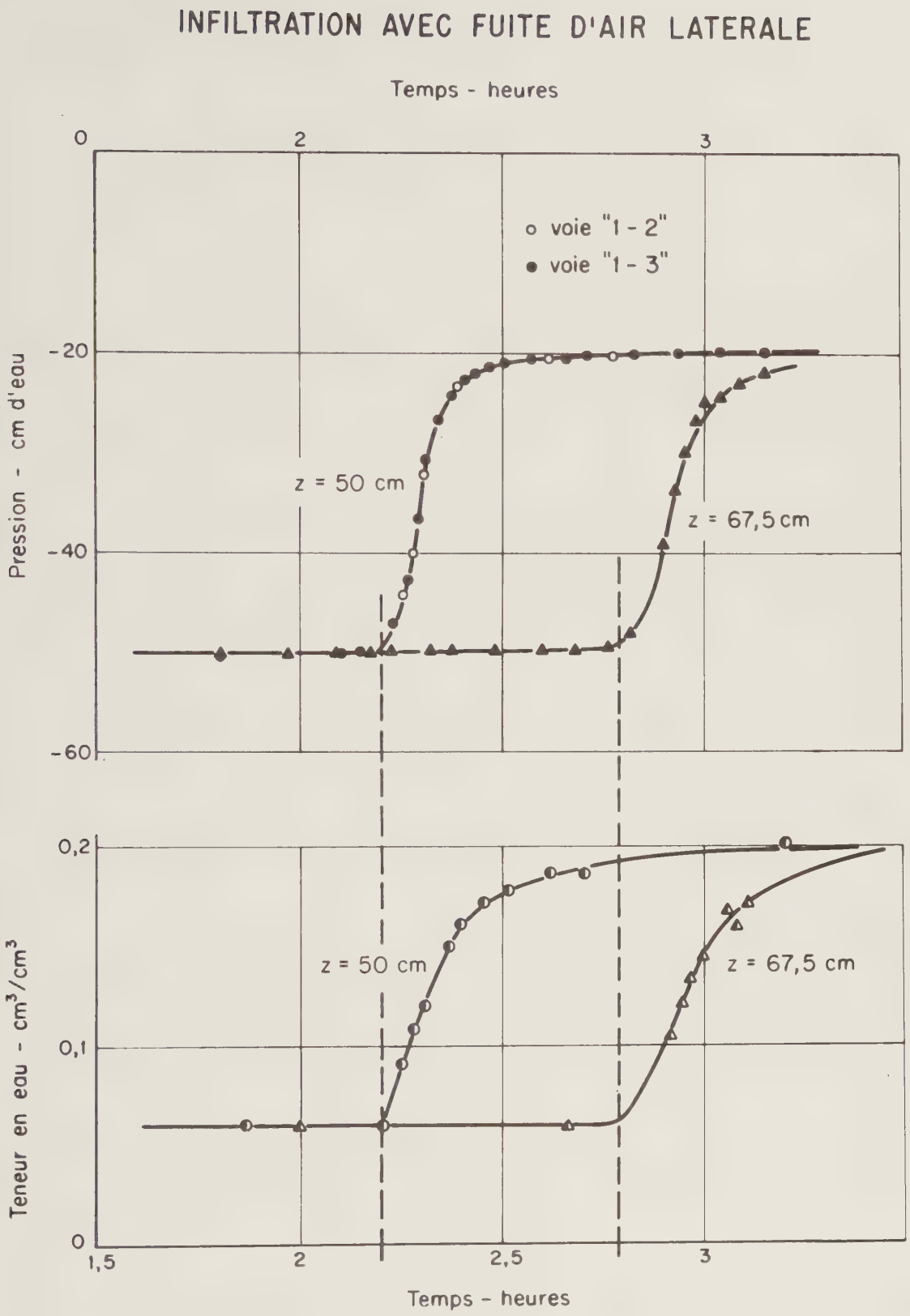


FIG. (III.8) - Evolution des succions et des teneurs en eau dans les sections C_6 et C_7. q = 3 cm/h ($q = q_c$).

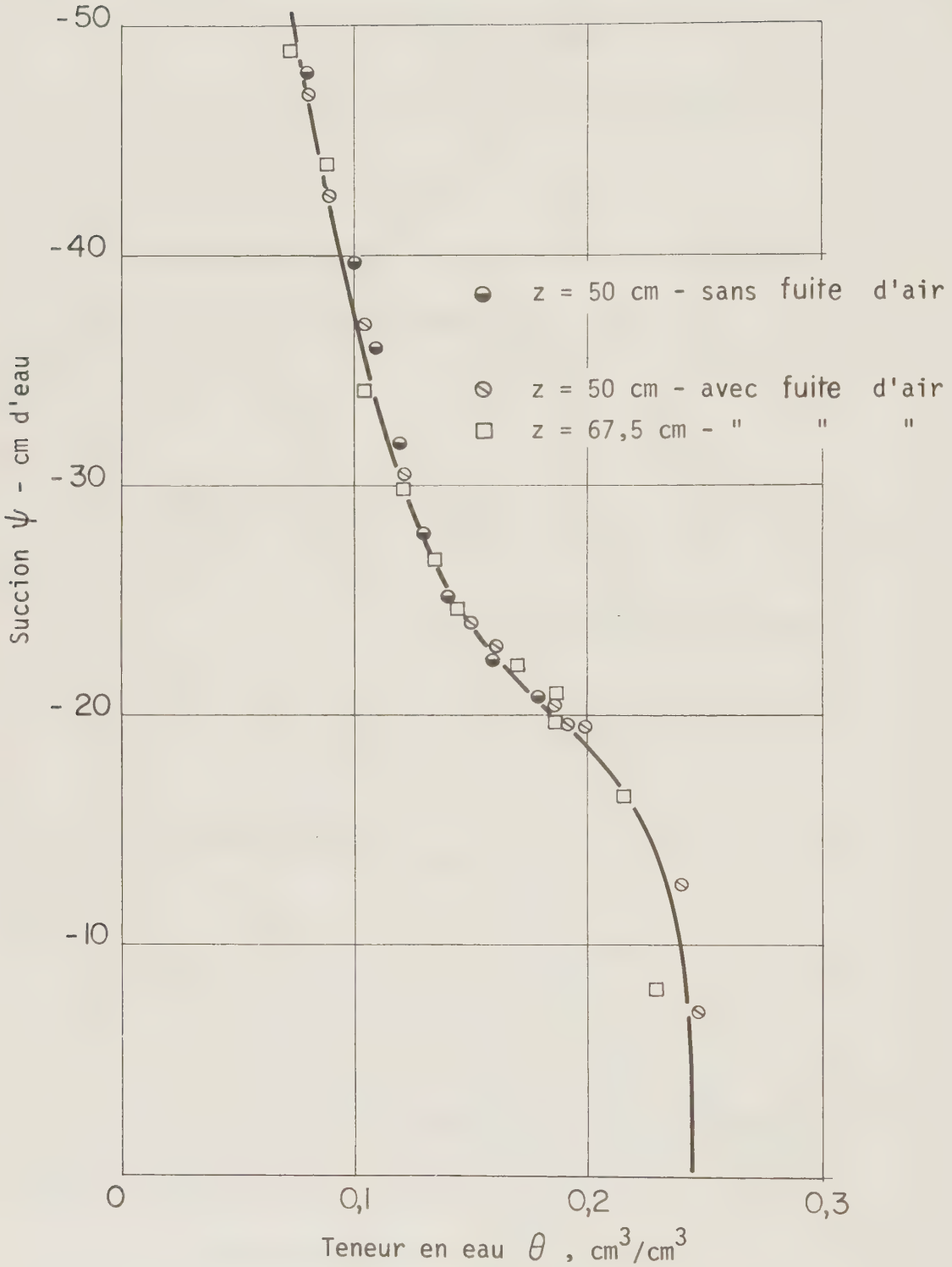


FIG. (III.9) - La relation ψ (θ) dans la couche de sable gros.

Rappelons que les résultats d'un essai d'infiltration avec la même valeur de flux et les mêmes conditions initiales, mais avec des conditions aux limites en terme de pression d'air différentes, ont déjà été présentés.

L'analyse des effets de la compression de la phase air sur l'écoulement de la phase liquide ayant été effectuée dans le paragraphe précédent, nous reproduisons pour cet essai, uniquement les résultats relatifs à la compression de la phase air.

Nous avons reporté, dans la figure III.10, les mesures de pression en fonction du temps pour les capteurs C_6 et C_7. On note dans cette figure :

a.- Les voies "1-2" et "1-3" donnent les mêmes indications jusqu'à t = 1,00 heure. Donc jusqu'à cet instant l'air est à la pression atmosphérique dans ces deux sections.

b.- A partir de t = 1,00 heure, les voies "1-2" et "1-3" donnent des indications différentes. La pression du mélange $\bar{p}$ augmente (voie "1-3"), alors que la pression du liquide p_w (voie "1-2") reste constante. Ceci indique donc qu'à partir de t = 1,00 heure, la phase air se met en compression (équation II.7).

Notons que dans le cas de l'essai effectué avec la même valeur du flux, mais avec possibilité de fuite d'air latérale, l'instant t = 1,00 heure correspond à la saturation de l'interface (figure III.4).

Ces résultats sont donc identiques à ceux obtenus durant l'essai précédent ($q = q_c$).

c.- A partir de t = 1,32 heure, la pression du liquide p_w dans la section C_6 augmente et on observe simultanément une rupture de pente dans la loi $\bar{p}(t)$. Ceci indique une augmentation de la teneur en eau dans cette section. Notons que pour ce même temps, le capteur C_7, branché suivant la voie "1-2", continue à donner les mêmes indications.

d.- On vérifie bien durant l'éssai qu'on a :

$$(\bar{p} - p_w)_{C_6} = (\bar{p} - p_w)_{C_7}$$

Il est donc bien clair, d'après les résultats a), b) et d) que la phase air est continue.

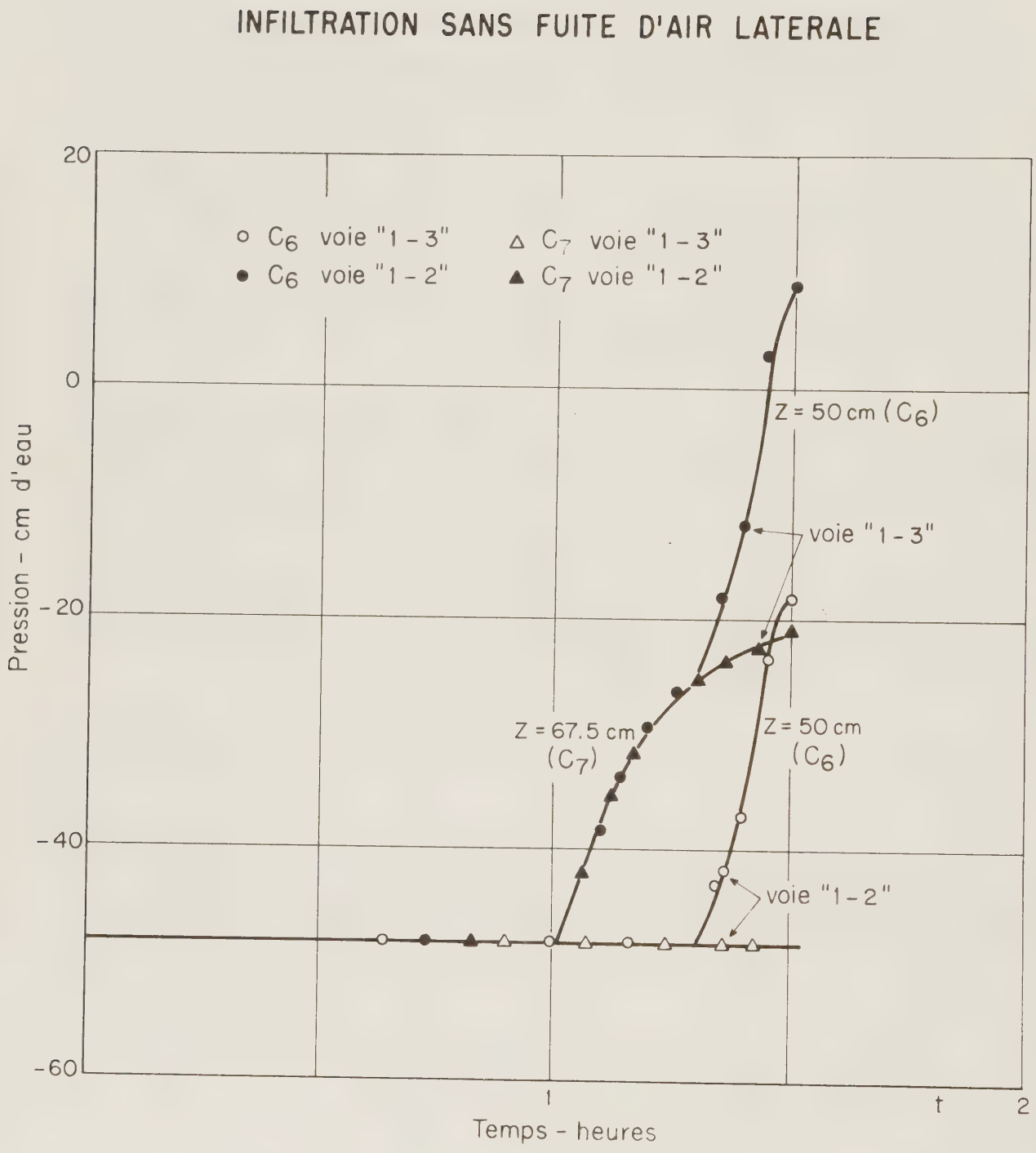


FIG. (III-10) - Evolution des pressions dans les sections C_6 et C_7. $q = 6$ cm/h ($q > q_c$).

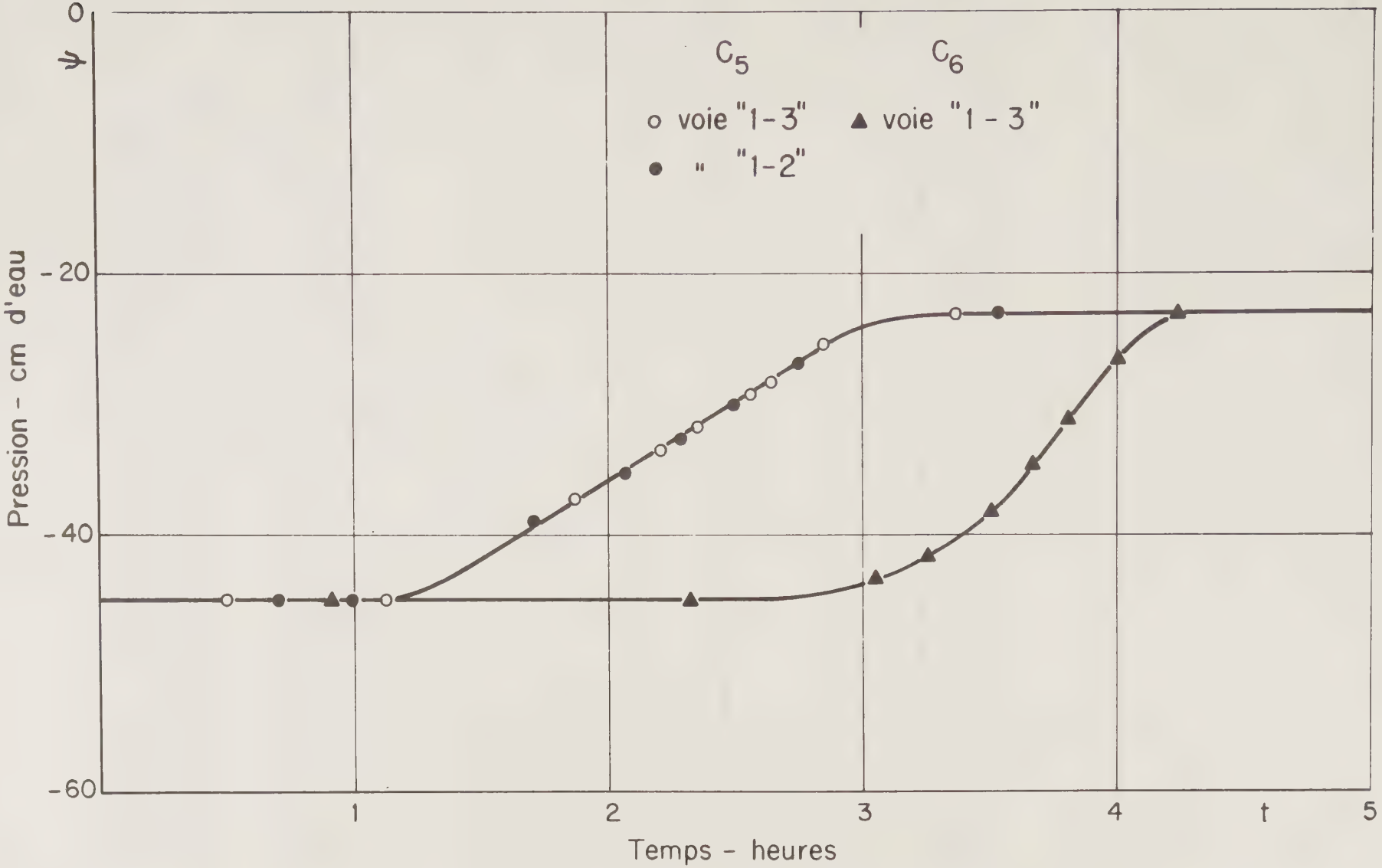


FIG. (III-11) - Evolution des pressions dans les sections C_5 et C_6. $q = 1{,}25$ cm/h ($q < q_c$).

Il est important de noter que le volume de l'eau infiltré à la fin de cet essai est le même que celui de l'essai précédent (essai q = 3cm/h). Ce volume est égal à 720 cm^3. Or la compression de l'air à la fin de chaque essai n'a pas la même valeur.

Cela est dû au fait que la quantité de l'eau retenue par la première couche dans le cas de l'essai (q = 6 cm/h) est plus grande que celle qui est retenue dans le cas de l'essai (q = 3 cm/h). Donc le volume de l'eau déplaçant l'air dans la deuxième couche est plus faible dans le cas de l'essai avec un flux de 6 cm/h que celui de l'essai avec un flux de 3 cm/h.

On peut conclure que pour les valeurs de $q \geqslant q_c$, la compression de la phase air s'effectue suivant le même processus. Cette compression débute quant la valeur de la teneur en eau à l'interface devient égale à θ_s et pour un même volume d'eau infiltré, la compression maximum de l'air dans les couches inférieures correspond à la valeur minimum de "q" c'est-à-dire à "q_c".

5.3. Essai q = 1,25 cm/h ($q < q_c$)

Durant cet essai, le robinet multivoie est branché sur le capteur C_5.

Nous avons présenté, dans la figure (III.11), les variations des pressions en fonction du temps, relatives à cet essai. D'après cette figure on note :

a.- Les valeurs de la pression données par le capteur C_5 sont identiques que l'on soit branché sur la voie "1-2" ou sur la voie "1-3".

b.- La variation des pressions dans les sections de mesure correspondant aux tensiomètres C_5 et C_6 s'effectue à des temps différents (respectivement 1,20 heure et 2,90 heures). Ces valeurs correspondent à l'arrivée du front d'humidification au niveau relatif de chaque section de mesure.

Il est donc clair dans ce cas qu'il n'y a aucune compression de la phase air. En effet, l'air poussé par l'avancement du front peut s'échapper librement par le sommet de la colonne en circulant à travers l'espace vide des pores, puisqu'il n'y a pas de saturation de l'interface pour $q < q_c$.

D'autre part, la colonne étant initialement à "l'équilibre" après un drainage, la phase air est initialement dans la colonne à la pression atmosphérique ; p_w représente donc bien la succion ψ (pression du liquide par rapport à la pression atmosphérique). De ce fait les indications du capteur C_6 correspondent bien à des valeurs de succions.

CONCLUSION

Nous avons étudié, dans la première partie de ce chapitre, l'effet que produit sur l'écoulement dû à une infiltration à flux constant, l'existence d'une discontinuité dans les propriétés hydrologiques du sol. Dans une deuxième partie nous avons étudié le rôle que joue la phase air dans l'écoulement de la phase liquide. Nous avons montré, en outre, que la phase air dans une couche peut être comprimée sans que le front d'infiltration à la surface du sol soit un front de saturation.

Nous avons montré que dans le cas d'un sol formé d'une couche supérieure de sable fin, suivie d'une couche de sable plus gros, il existe une valeur de flux critique "q_c" au-delà de laquelle une nappe d'eau se forme à partir de l'interface, dans la couche supérieure, sans que la couche inférieure soit saturée. Ce phénomène a été vérifié durant deux types d'infiltration, avec ou sans possibilité de fuite d'air latérale. Dans le premier cas, l'air est à la pression atmosphérique, dans le deuxième cas, l'air des couches inférieures se comprime dès que l'interface devient saturé, de ce fait la formation de la nappe est plus rapide et l'écoulement de l'eau est totalement modifié. Ce dernier cas est plus représentatif de la réalité du terrain.

La connaissance de la valeur de "q_c" d'un sol stratifié peut permettre d'interpréter les mesures effectuées sur le terrain car nombreux sont les résultats qui ne peuvent être correctement exploités faute de connaître le vrai comportement de la phase air durant une infiltration, DAIAN (1971).

D'autre part, ces résultats montrent que l'infiltration doit être traitée comme un problème d'écoulement biphasique de l'air et de l'eau. Nous avons montré que pour les mêmes conditions initiales et aux limites en terme de pression d'eau et de teneur en eau, le mécanisme de l'écoulement dépend essentiellement des

conditions aux limites en terme de pression d'air. Ainsi, pour une représentation plus réelle de l'écoulement il devient indispensable de l'étudier comme un système biphasique. Dans cette optique, la théorie développée par BUCKLEY-LEVERETT (1942) nous semble être un outil plus apte à résoudre ce problème. Les résultats intéressants, récemment obtenus par BRUTSKERN et MOREL-SEYTOUX (1970) et par Mc. WORTHER (1971), se basant sur ce principe sont une confirmation de ce fait.

CHAPITRE IV

ETUDE DU DRAINAGE DANS UN SOL STRATIFIE

1. Introduction

L'étude du drainage gravitaire d'une colonne de sol homogène, initialement saturée a depuis longtemps retenu l'attention de plusieurs chercheurs. CHILDS (1947), KIRKHAM et GASKEL (1951), COLLIS-GEORGE et YOUNGS (1958) ont présenté des traitements approximatifs du problème de rabattement des nappes.

YOUNGS (1960), GARDNER (1962), LIGEON et al (1962) ont présenté des équations pour le calcul du volume total d'eau drainé en fonction du temps. Ces études ont été effectuées en s'appuyant soit sur une analyse avec un modèle capillaire, soit sur une hypothèse de linéarité de la loi $D(\theta)$. L'expérimentation a prouvé que ces différentes méthodes ne sont pas parfaitement satisfaisantes (WHISLER et BOWER, 1970).

Les premiers essais de résolution numérique de l'équation (I.9), appliquée au problème du drainage sont dûs à DAY et LUTHIN (1956) . Cependant des divergences entre les résultats expérimentaux et théoriques ont été observées.

D'autres essais de résolutions numériques de l'équation (I.9) ont été présentés par LIAKAPOULOS (1965), WATSON (1967), JENSEN et HANKS (1967), WHISLER et WATSON (1968). Mais il faut noter que ces différentes analyses numériques ne sont pas suffisamment étayées par des résultats expérimentaux.

Peu d'études ont par contre été consacrées au drainage d'un sol stratifié. L'analyse détaillée de l'écoulement en drainage d'un tel sol n'a pas été effectuée

jusqu'à présent. Cela est dû probablement à la complexité du problème, surtout dans le cas où la couche supérieure est formée de sable fin, (WATSON, 1971), ce qui se présente très fréquemment dans la nature où d'une manière générale le sol est stratifié. Dans ce cas en effet, l'accès de l'air à la couche de sable gros à travers l'interface est limité. Le problème dans ces conditions, devient celui d'écoulement biphasique, l'équation (I.9) étant alors insuffisamment représentative.

Des essais de mesure de la distribution des pressions durant un drainage gravitaire ont été effectués d'abord par DAY et LUTHIN (1953), puis par BEHNKE et BIANCHI (1965). Ces derniers ont effectué leurs essais sur une colonne stratifiée constituée par des billes de verre, puis du sable de diamètre uniforme. Des essais similaires ont été réalisés par WATSON et WHISLER (1968, a).

Or, dans ces différentes études, la résistance à l'écoulement de la phase air à travers l'interface (sable fin/sable gros) a été négligée. La pression de l'air entrant dans la couche de sable gros a été considérée égale à la pression atmosphérique. Ces études ont de ce fait conduit à une interprétation inexacte et incomplète des résultats obtenus.

Grâce à la méthode de mesure de la pression de la phase air que nous avons mise au point, nous avons pu effectuer une analyse détaillée de ce type de problème en analysant le comportement de la phase air au cours d'un tel écoulement et cela pour différentes valeurs du rabattement imposé à la nappe.

Afin d'étudier l'influence des conditions aux limites en termes de pression d'air sur le mécanisme de l'écoulement de la phase liquide, nous avons effectué pour les mêmes valeurs de rabattement deux types d'essais :

a) drainage sans entrée d'air latérale ;

b) drainage avec possibilité d'entrée d'air latérale.

2. Description des essais

Plusieurs essais de drainage ont été effectués sur la colonne décrite au chapitre II. Ces essais correspondent à des valeurs de rabattement brutal de nappe de :

- essai a) : 0 à 81 cm
- essai b) : 0 à 136 cm
- essai c) : 0 à 160 cm.

Signalons que z = 81 cm correspond à la côte de la deuxième interface et que z = 136 cm, correspond au bas de la colonne.

Deux types d'essais ont été effectués pour chaque valeur de rabattement :

i) Essai de drainage sans possibilité d'entrée d'air latérale : lors de ce type d'essai, les 40 aiguilles installées dans les parois de la colonne étaient hermétiquement bouchées.

ii) Essai de drainage avec possibilité d'entrée d'air latérale : lors de ce type d'essai, les embouts des aiguilles ont été débouchés quelques instant après le début du drainage dès que les capteurs de pression au niveau des aiguilles indiquaient des pressions négatives. Ainsi durant ce type d'essais, la phase air dans tout le milieu est restée en permanence en liaison avec l'atmosphère.

Chaque essai de drainage était précédé d'une infiltration par le bas de la colonne à charge constante (correspondant à une pression nulle à la surface du sol) jusqu'à la "saturation". Signalons que la saturation ainsi obtenue est plus faible que la porosité totale du matériau du fait de l'occlusion d'air en faible quantité en cours d'infiltration. Nous avons bien observé au début de chaque essai l'équilibre statique en terme de pression d'eau, ainsi que la "saturation" en terme de teneur en eau.

Grâce aux dispositifs des mesures, l'évolution du champ de teneur en eau et de pression a été suivie durant chacun de ces essais dans toute la colonne. De plus, pour les sections de la couche de sable gros, on pouvait effectuer, en utilisant le SCANIVALVE, des mesures de pressions en connectant la prise de pression différentielle ces capteurs sur la voie "1-2" ou "1-3".

Le volume cumulé d'eau drainée dans la colonne durant chacun des essais était collecté dans un vase placé sur une balance de précision, ce qui permettait de déterminer son évolution en fonction du temps.

3. Etude de l'influence de l'interface du type "sable fin/sable gros" sur l'écoulement

De l'analyse théorique de l'écoulement en drainage d'un sol stratifié présentée au premier chapitre, il résulte que l'interface du type "sable fin/sable gros" crée pour l'écoulement des singularités importantes qui peuvent se manifester par une mise en dépression de la phase air dans la couche de sable gros et une répartition non monotone des pressions.

Ainsi nous nous consacrerons d'abord à l'étude de l'écoulement à travers une telle interface. Nous en profiterons pour étudier l'écoulement de la phase air et l'effet de sa mise en dépression sur les mesures de succion. Nous étudierons ensuite l'écoulement à travers l'interface sable gros/sable fin (deuxième interface), puis l'écoulement en drainage dans toute la colonne au cours de rabattements successifs de la nappe.

3.1. Essais de drainage sans entrée d'air latérale

3.1.1. Etude de l'écoulement de la phase liquide

A) La répartition des pressions

i) Résultats

Dans les figures (IV.1), (IV.2) et (IV.3), nous avons présenté l'évolution des profils de pression et des teneurs en eau durant les trois essais effectués. Nous notons d'après ces figures, que :

a - Avant l'arrivée à l'interface de la phase air, la pression de l'eau dans la zône de sable gros située au voisinage immédiat de l'interface a une valeur négative supérieure à la pression d'entrée d'air de ce sable.

L'arrivée de la phase air à l'interface se produit au cours de ces trois essais respectivement aux temps t_i = 1,45 h ; 0,225 h et 0,140 h. A ces temps les valeurs de la pression à l'interface sont respectivement : - 36 cm ; - 47 cm et - 57 cm. La plus grande valeur négative de pression obtenue correspond au plus grand rabattement.

b - Pour tous les essais, il apparait une continuité de pression à l'interface, mais par contre une discontinuité des gradients de pression des deux côtés de l'interface.

c - Dans le cas de l'essai a) et durant tout l'écoulement, la valeur du gradient de pression dans les deux couches est positive ($dp_w/dz > 0$). A t = 48 h, on observe bien que l'on obtient l'équilibre statique ($dp_w/dz = 1$).

d - Dans le cas des essais b) et c), on remarque que :

• pour $t < t_i$, le gradient de pression, juste au-dessus de la première interface, a une valeur négative ($\frac{dp_w}{dz} < 0$). Cette valeur est plus forte pour le cas de l'essai c) ;

DRAINAGE SANS ENTREE D'AIR LATERALE

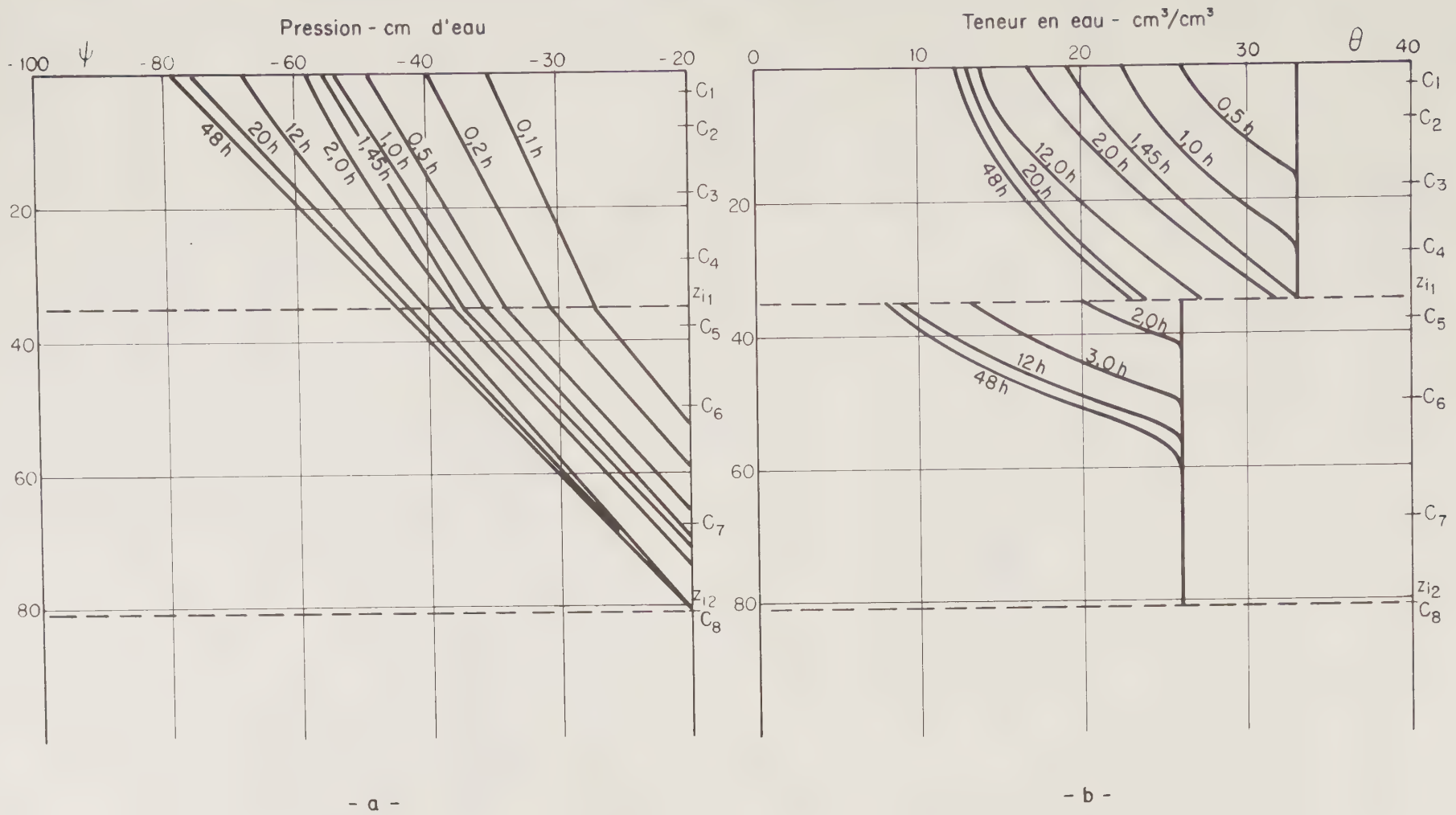


FIG. (IV.1) - Evolution des profils de pressions et de teneurs en eau.
Rabattement de nappe : 0 à 81 cm.

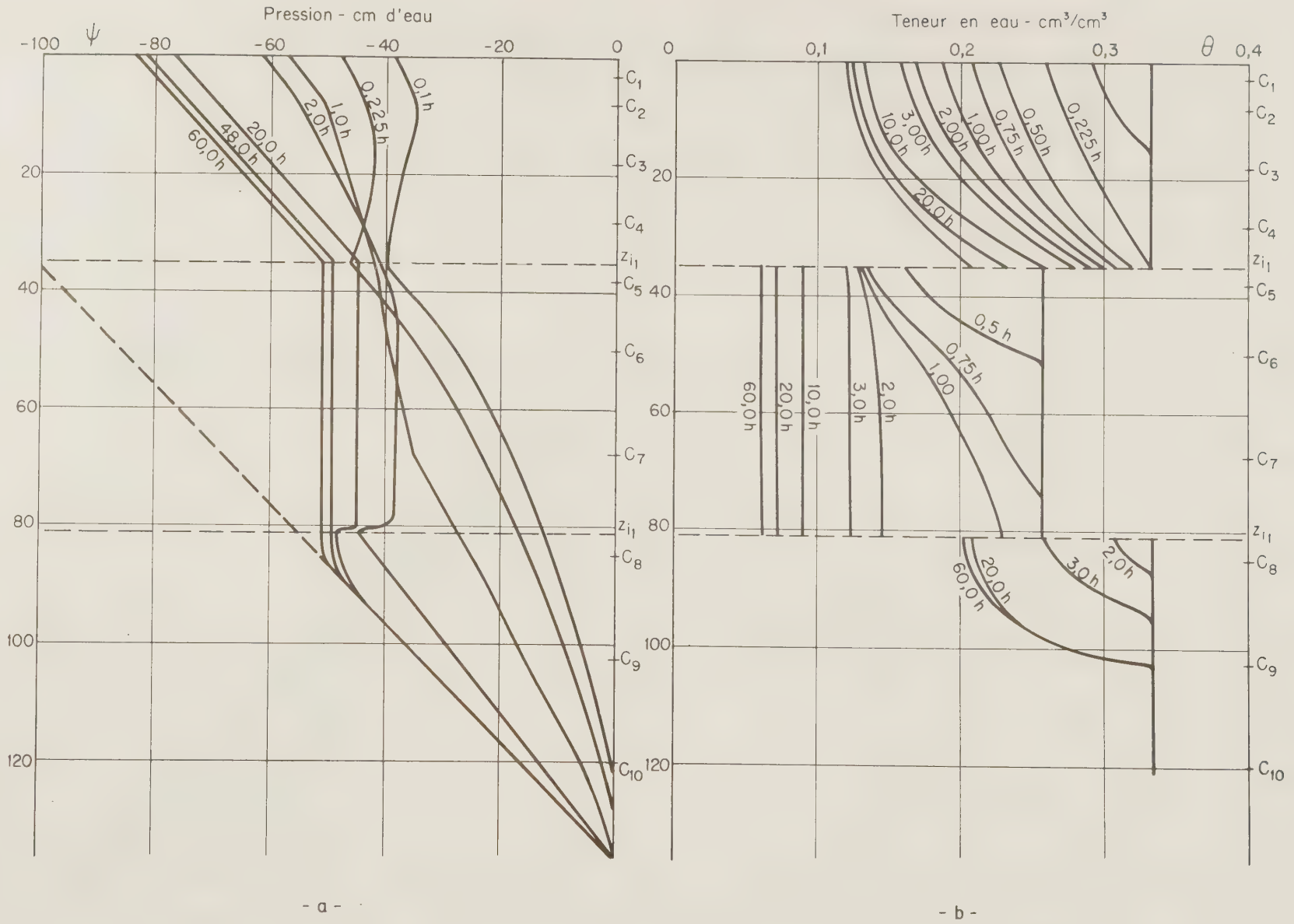


FIG. (IV.2) - Evolution des profils de pression et de teneurs en eau.
Rabattement de nappe : 0 à 136 cm.

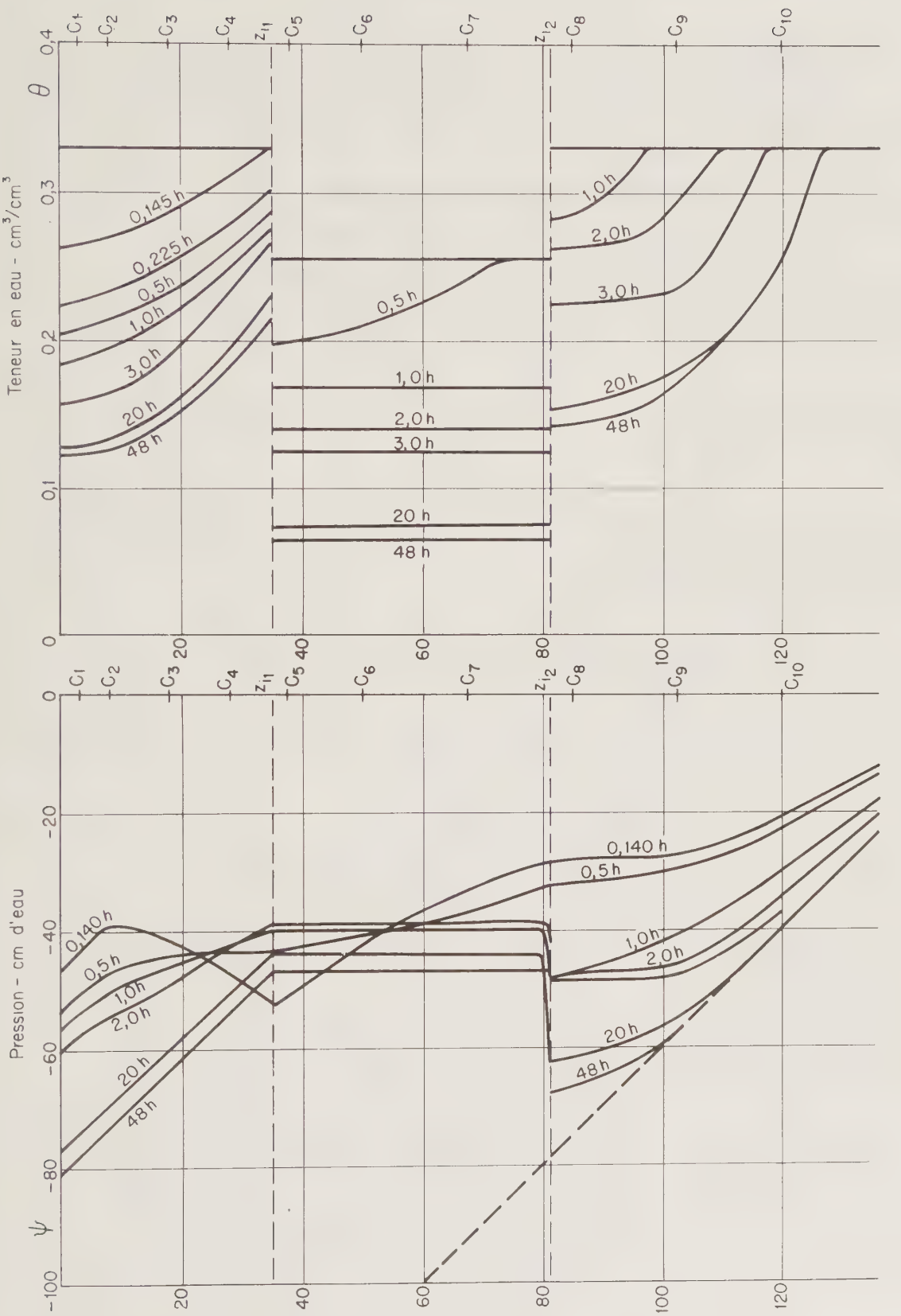


FIG. (IV.3) - Evolution des profils de pression et de teneurs en eau.
Rabattement de nappe : 0 à 160 cm.

• au fur et à mesure que l'écoulement se poursuit, une région de gradient de pression nul se forme dans la deuxième couche.

ii) Discussion

Il résulte de ces quelques observations, que le phénomène de désaturation dans la colonne de sol stratifiée, comporte essentiellement deux périodes qui mettent en évidence le rôle de l'interface :

• $t < t_i$: la désaturation de la première couche, au cours de laquelle la zône de sable gros reste saturée et n'assure que le transfert de l'eau ;

• $t \geqslant t_i$: qui correspond à l'arrivée de la phase air à l'interface ($t = t_i$) et simultanément à la désaturation progressive du sable gros qui contribue alors à l'écoulement.

Il est donc intéressant d'étudier séparément les deux périodes bien distinctes du drainage.

a - $t < t_i$: Le flux passant par l'interface est dû uniquement au drainage de la couche supérieure de sable fin. L'écoulement à travers la première interface est donc régi par les deux conditions :

. la continuité du flux

. la continuité des pressions.

Ainsi, compte tenu de la loi de DARCY, on a des deux côtés de l'interface :

$$q = - K_{s_1} \left(\frac{d\emptyset}{dz}\right)_1 = - K_{s_2} \left(\frac{d\emptyset}{dz}\right)_2 \qquad (IV.1)$$

où les indices (1) et (2) sont relatifs à la première et à la deuxième couche.

A un instant donné, les gradients de potentiel des deux côtés de l'interface sont liés par la relation :

$$\left(\frac{d\emptyset}{dz}\right)_1 = \frac{K_{s_2}}{K_{s_1}} \left(\frac{d\emptyset}{dz}\right)_2$$

Or, étant donné que $K_{s_2} > K_{s_1}$, il résulte qu'avant l'arrivée de la phase air à l'interface, on doit avoir :

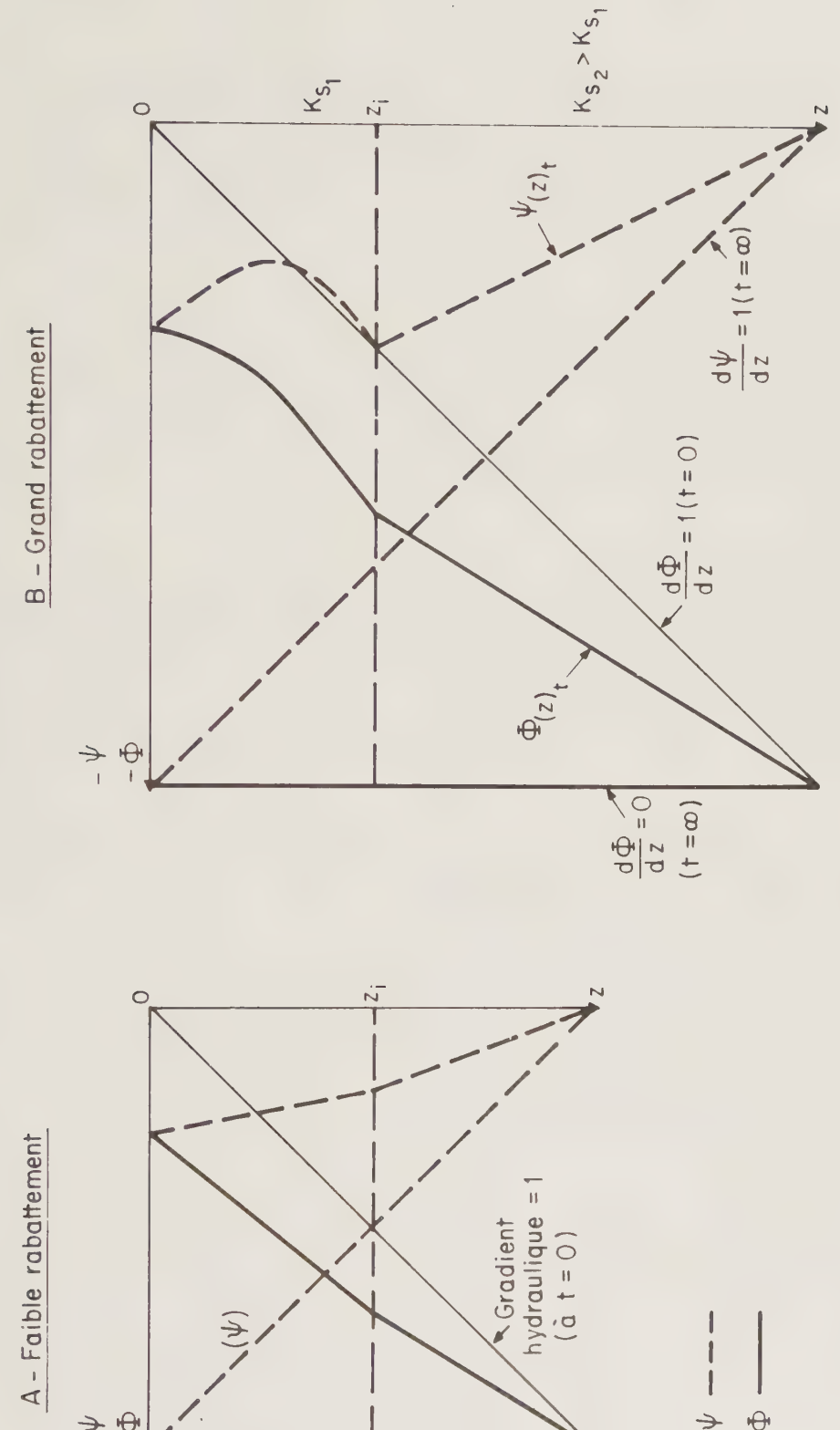


FIG. (IV.4) - Schéma de l'évolution des profils de succion et de potentiel total durant un rabattement de nappe.

$$\left(\frac{d\emptyset}{dz}\right)_1 > \left(\frac{d\emptyset}{dz}\right)_2$$

Par ailleurs, en considérant l'équation (IV.1) on remarque que les gradients de potentiel $(d\emptyset/dz)_1$ et $(d\emptyset/dz)_2$ dépendent de la valeur du flux "q", laquelle est fonction de la valeur du rabattement puisque K_{s_1} et K_{s_2} sont constantes (A un grand rabattement correspond un gradient de potentiel élevé). On peut par conséquent distinguer deux cas, figure (IV.4):

– *Cas d'un faible rabattement*

Dans ce cas le gradient de pression est positif dans toute la colonne. Il est cependant plus faible dans la couche supérieure. La croissance de la succion est continue le long de la colonne. Remarquons que cette répartition des pressions a été obtenue pour l'essai a), figure (IV.5).

– *Cas d'un grand rabattement*

Dans ce cas le gradient des pressions juste au-dessus de l'interface est négatif ($d\,p_w/dz < 0$) comme on peut facilement le voir à partir d'une construction géométrique basée sur l'équation de DARCY, et l'évolution des pressions n'est pas monotone. Une telle répartition des pressions est observée au cours des essais b) et c). Une répartition identique a été obtenue par BEHNKE et BIANCHI (1965).

On remarque que pour un grand rabattement, la pression peut atteindre, dans la couche de sable gros, au voisinage de l'interface, des valeurs plus faibles que celles existant dans la couche supérieure.

Ceci apparait clairement dans la figure (IV.6) où nous avons présenté pour l'essai c), la variation des pressions en fonction du temps dans les sections de mesure de la première et de la deuxième couche. Ainsi on note que pour $t < t_i$ la courbe $p_w(t)$ de la section C5 a une valeur de pression plus faible que celle de la couche de sable fin. Notons que ces courbes atteignent un minimum à $t = t_i$.

b – $t \geqslant t_i$: L'instant $t = t_i$, correspond à l'arrivée de la phase air à la première interface et par conséquent au début du drainage de la couche de sable gros. Il est clair que cette couche ne peut être soumise à un drainage tant que le front du drainage n'a pas atteint l'interface. A cet instant du fait de la continuité de pression de part et d'autre de l'interface, la pression de l'eau dans la couche de sable gros atteint une valeur plus faible que sa pression d'entrée d'air, (WATSON-WHISLER1968,a). Rappelons qu'à l'état d'équilibre statique, la pression

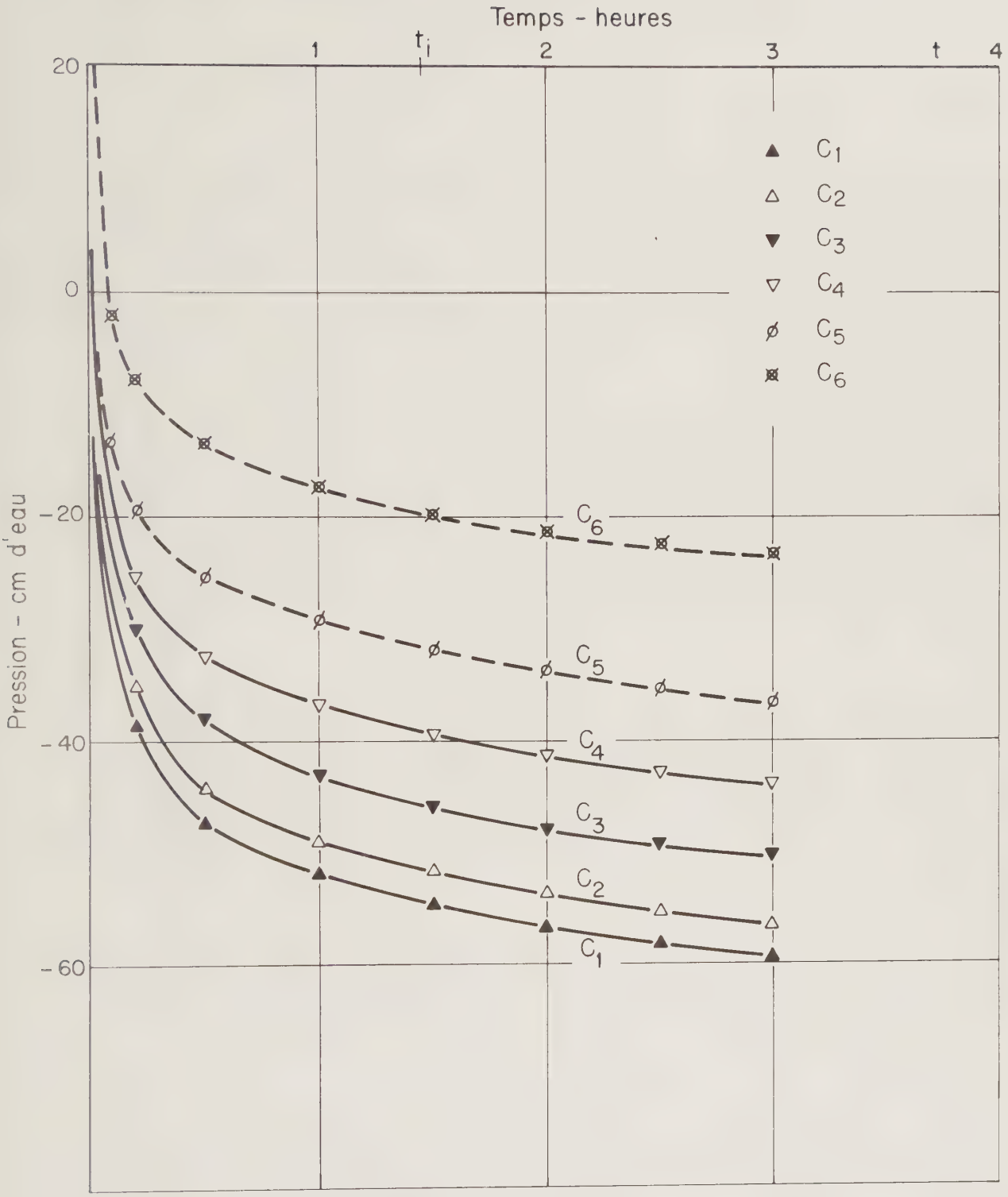


FIG. (IV.5) - Variation en fonction du temps des pressions dans les sections de mesure de la première et de la deuxième couche .
Rabattement de nappe : 0 à 81 cm

d'entrée d'air de sable fin est de l'ordre de -35 cm et celle du sable gros de - 20cm et que, durant un drainage, ces valeurs sont fortement influencées par le dynamique de l'écoulement (VACHAUD, VAUCLIN et WAKIL, 1971).

A partir de cet instant on peut observer deux phénomènes simultanés dans la couche de sable gros :

- la pression de l'eau, portée à une valeur plus faible que sa pression d'entrée d'air augmente afin de rejoindre progressivement la valeur de pression correspondant à son évolution normale sur sa courbe dynamique de succion en drainage.

Une telle augmentation s'observe par ailleurs clairement durant l'essai c), sur la courbe $p_w(t)$ de la section C4 située dans la couche de sable fin, figure (IV.6) et cela en raison de la dépendance de l'évolution des pressions des deux côtés de l'interface.

- du fait que la couche de sable gros a une perméabilité de saturation plus grande que celles du sable fin, le drainage de cette couche (pour les sections situées juste au-dessous de l'interface) s'effectue beaucoup plus rapidement que celles des sections de la couche de sable fin situées au-dessus de l'interface. Ce fait s'observe clairement dans la figure (IV.10) où nous avons rapporté la variation de teneur en eau dans les deux sections z = 33 cm et z = 38 cm, entourant l'interface sable fin/sable gros, au cours de l'essai b).

D'autre part, du fait de la forte teneur en eau des sections de la couche de sable fin situées au-dessus de l'interface et par conséquent de leur faible perméabilité à l'air (BROOKS et COREY, 1966), l'entrée de l'air provenant du sommet de la colonne dans la couche se sable gros est limitée. Ainsi le flux de l'air entrant dans cette couche est plus faible que le flux de l'eau drainé et il en résulte que la pression de la phase air dans cette couche est inférieure à la pression atmosphérique.

Les variations des pressions relatives à ces deux phénomènes (augmentation de pression de la phase liquide et mise en dépression de la phase air) sont à un instant donné en sens opposé.

Dans le cas d'un faible rabattement, tel que celui de l'essai a), on remarque que la dépression de la phase air à l'instant $t = t_i$ est du même ordre de grandeur que la différence entre les valeurs de la pression d'entrée d'air des deux sables. Cette valeur est de l'ordre de -15 cm. Etant donné que l'écoulement est lent la variation de la pression de la phase liquide qui doit s'opérer dans ce

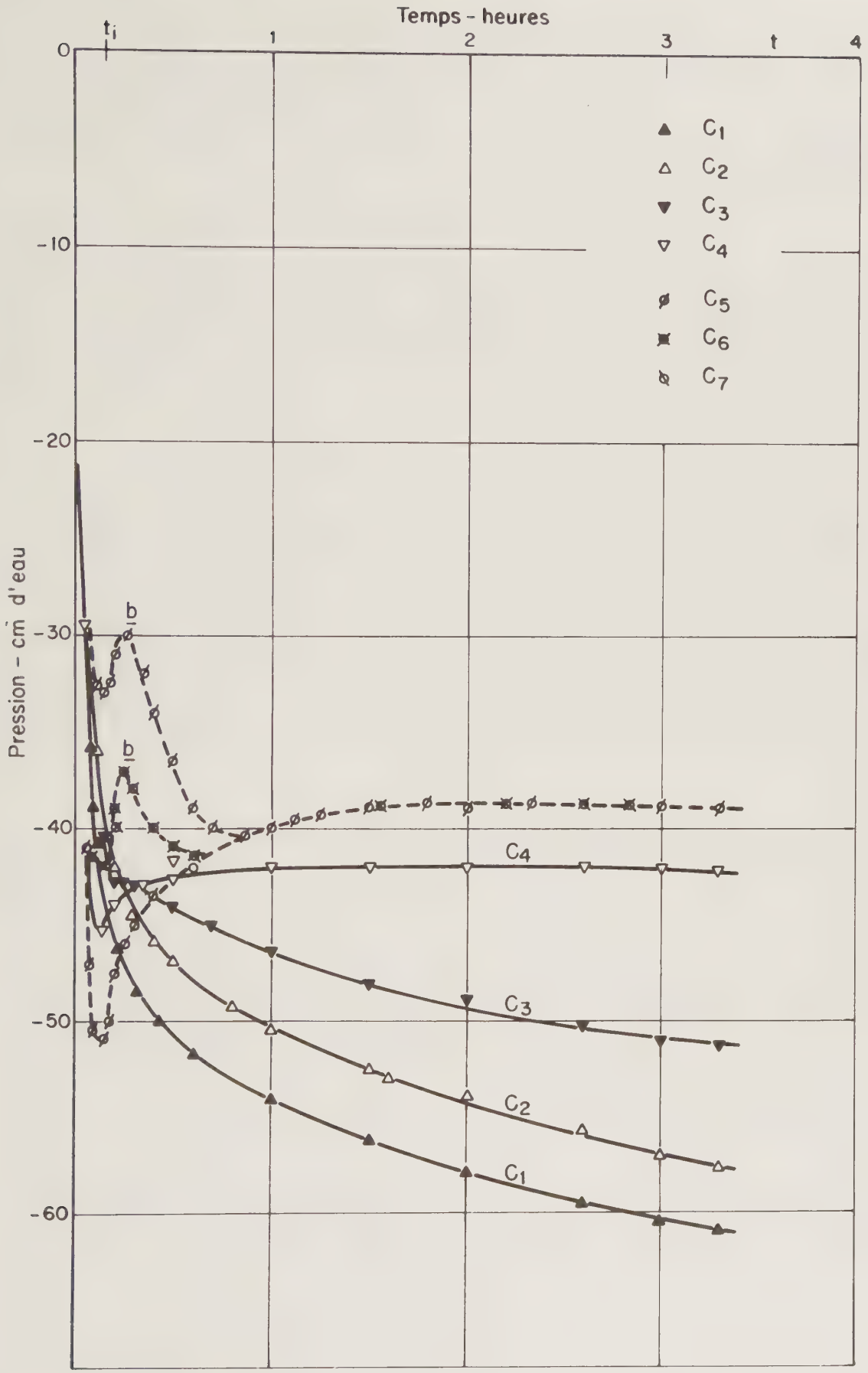


FIG. (IV.6) - Variation en fonction du temps des pressions dans les sections de mesure de la première et de la deuxième couche .
Rabattement de nappe : 0 à 160 cm.

cas est sensiblement égale à la différence de pression d'entrée d'air des deux matériaux, correspondant à l'état d'équilibre statique. Ceci explique, dans le cas de l'essai a), l'allure continue des courbes $\overline{p}(t)$, pour les sections de mesure de la deuxième couche (figure IV.5). Un résultat identique a été observé par WATSON et WHISLER (1968,b).

Par contre, dans le cas d'un grand rabattement, la différence à l'instant $t = t_i$, entre la pression du liquide à l'interface, et la pression d'entrée d'air du sable gros, est supérieure à la dépression de la phase air. Ainsi, à partir de cet instant on doit assister à une augmentation des valeurs de la pression $\overline{p}$ dans la deuxième couche. Ceci est clair dans la figure (IV.6), relative à l'essai c) où on note , à partir de $t = t_i$, une augmentation dans les indications des capteurs de pression C5, C6 et C7 de la deuxième couche.

A un instant donné au cours de sa variation, la valeur de la pression de l'eau atteint une valeur égale à celle de la dépression de l'air. A partir de cet instant, on observe une diminution de la pression du mélange (le maximum atteint est figuré sur les courbes de la figure (IV.6), par les points "b"). L'évolution de la pression du mélange $\overline{p}$ dans la section C5 proche de l'interface, n'est cependant pas conforme à cette observation. Ceci résulte du fait que l'augmentation de la pression de la phase liquide à partir de l'instant $t = t_i$, reste toujours largement supérieure à la dépression de la phase air. L'évolution de la pression du mélange p dans cette section est par conséquent monotone.

B) Etude du mécanisme de l'écoulement

La condition de continuité de pression des deux côtés de l'interface implique que pour $t > t_i$, la perméabilité à l'eau de la couche de sable gros, juste au-dessous de l'interface, soit plus faible que celle des sections situées au-dessus de l'interface ($K_1 > K_2$) puisque à une même valeur de succion (pour les valeurs de $\psi < \psi_{e_2}$) la perméabilité de sable fin est plus grande que celle du sable gros (figure II.6). Rappelons que pour $t < t_i$, les zônes au voisinage de l'interface sont saturées et que par conséquent, contraitement à l'observation qui vient d'être faite, pour $t > t_i$, la perméabilité de sable fin est inférieure à celle de sable gros.

Dans le cas d'un grand rabattement, au fur et à mesure que l'écoulement se déroule, la valeur du flux à l'interface provenant du drainage de la couche de sable fin, atteint à un moment donné la valeur de K_2 de la couche de sable gros.

L'équation de DARCY, appliquée à l'interface, devient :

$$q = - K_1 \left[\left(\frac{d\psi}{dz}\right)_1 - 1 \right] = - K_2$$

Ainsi, l'écoulement dans la couche de sable gros devient gravitaire au bout d'un certain temps, le gradient de succion étant nul.

Ce fait apparait clairement dans les figures (IV.2) et (IV.3) correspondant à l'essai b) et à l'essai c) où l'on note que la valeur du gradient de pression à un temps t donné est nul. Des profils comparables ont été obtenus par BEHNKE et BIANCHI (1965).

La couche de sable gros forme alors une couche de faible conductivité hydraulique dont la perméabilité diminue lorsque le drainage se poursuit. L'écoulement de la couche de sable fin est par conséquent freiné. Il est évident que dans ces conditions, l'équilibre statique correspondant au rabattement imposé à la nappe ($d\psi/dz = 1$) est long à atteindre.

On note par contre, dans le cas d'un faible rabattement, que d'une part l'évolution de la succion à l'interface s'effectue dans un domaine pour lequel les perméabilités des deux couches sont relativement élevées et d'autre part, que le flux du drainage à l'interface de la couche de sable fin est faible.

Il en résulte que la valeur de la perméabilité à l'interface de la couche de sable gros, reste durant tout l'écoulement supérieure à la valeur du flux traversant l'interface. Ainsi, on a, à l'interface, et à un temps donné t : $q < K_2 < K_1$.

Il est évident que dans ces conditions l'écoulement se poursuit jusqu'à atteindre l'équilibre statique correspondant au rabattement appliqué à la nappe, comme cela se voit clairement dans la figure (IV.1), correspondant à l'essai a) où on note qu'à t = 48 heures, le gradient de pression est égal à 1($d\psi/dz = 1$).

Il résulte donc de cette analyse que dans le cas d'une superposition : sable fin sur sable gros, la couche de sable gros influe de deux manières distinctes sur le mécanisme du drainage :

- au cours d'une première période, avant l'arrivée de la phase air à l'interface ($t < t_i$), elle facilite le drainage de la couche supérieure de sable fin On constate en effet que le gradient de potentiel dans la zone du matériau fin est élevé du fait de la grande perméabilité de saturation du sable gros par rapport à celle du sable fin.

- Par contre, au cours d'une deuxième période, lors de la désaturation de la couche de sable gros ($t > t_i$) la perméabilité de cette couche devient plus faible que celle du sable fin. Il en résulte la formation d'une couche de faible perméabilité qui freine le drainage de la couche supérieure. Ce phénomène est plus important dans le cas d'un grand rabattement.

3.1.2. Etude de l'écoulement de la phase air

Afin d'étudier le comportement de la phase air dans la couche de sable gros durant le drainage, nous avons déterminé au cours des différents essais de drainage, l'évolution de la pression de l'air dans les trois sections de mesure :

C_5 (z = 38 cm) ; C_6 (z = 50 cm) ; C_7 (z = 67,5 cm).

Les valeurs de la pression de l'air ont été obtenues suivant deux méthodes :

a) Méthode de mesure directe

La dépression de l'air est obtenue directement par rapport à la pression atmosphérique à l'aide d'un capteur de pression différentiel. Une des aiguilles utilisées comme prise de pression d'air dans le sol et située au niveau des différentes sections de mesure, étant connectée à l'une des prises du capteur., (l'autre prise étant ouverte à la pression atmosphérique).

b) Méthode de mesure indirecte

La dépression de l'air à un instant donné, est alors obtenue par différence entre les courbes $\bar{p}(t)$ et $p_w(t)$, déterminées à partir des indications du capteur de pression connecté suivant la voie "1-3" ou "1-2" du robinet multivoies.

Les résultats de mesure, relatifs aux rabattements 0-136 cm et 0-160 cm suivant ces deux méthodes, sont rapportés dans les figures (IV.7) et (IV.8) qui représentent la variation en fonction du temps de la pression de l'air dans les trois sections de mesure.

On observe que pour la détermination directe, la courbe présente une évolution de pression initiale correspondant au drainage de l'eau situé dans l'aiguille (en pointillé sur la courbe). Les points A, B et C correspondent à l'arrivée de la phase air au niveau des sections de mesure C_5, C_6, C_7.

Nous notons tout d'abord, dans chacune de ces figures, que la valeur de la dépression de l'air obtenue suivant les deux méthodes de mesure est la même.

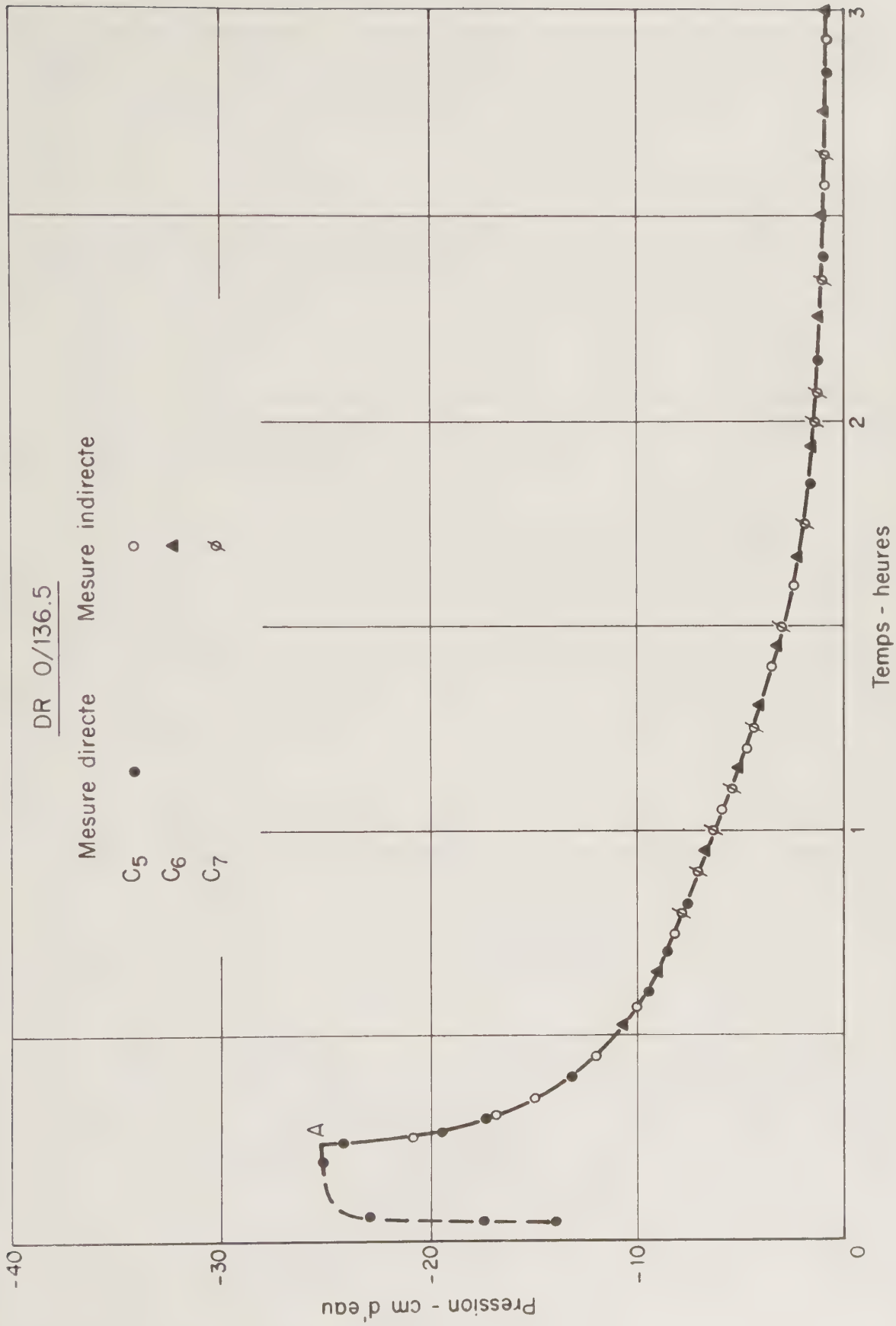


FIG. (IV.7) - Variation en fonction du temps de la pression de l'air dans les sections de mesure de la deuxième couche.
Rabattement de nappe : 0 à 136 cm

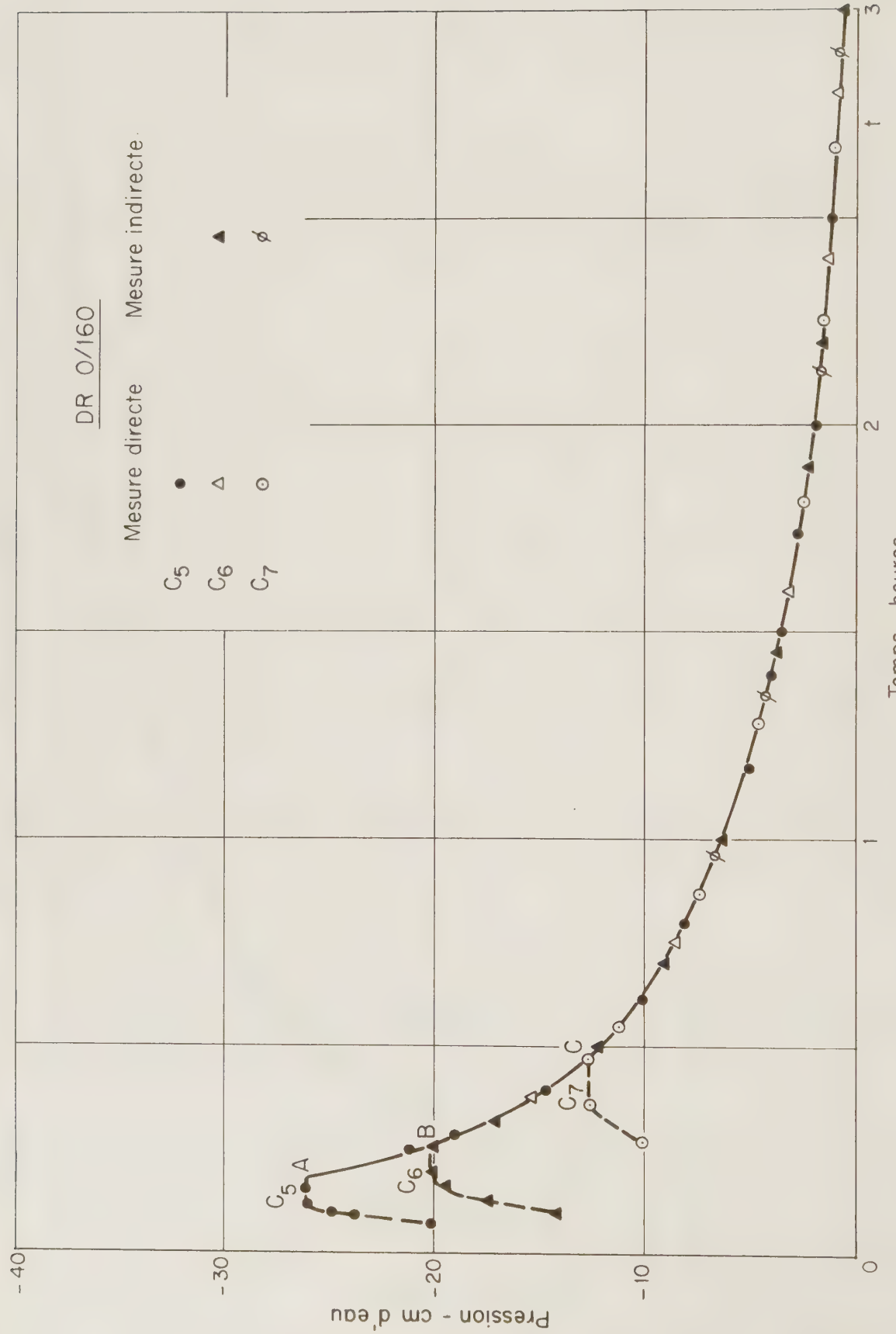


FIG. (IV.8) - Variation en fonction du temps de la pression de l'air dans les sections de mesure de la deuxième couche.
Rabattement de nappe : 0 à 160 cm

Par ailleurs, on remarque que l'air du sol est continuellement en dépression et que sa pression décroît au fur et à mesure que l'écoulement se poursuit. Ainsi la dépression de l'air a une valeur maximale au début du drainage de la deuxième couche (cette valeur est de l'ordre de - 27 cm pour l'essai de rabattement de 0-160 cm et de - 24 cm pour l'essai de rabattement 0-136 cm) et que cette valeur atteint la pression atmosphérique ($p_g = 0$) au bout de 3 heures environ.

En effet, la décroissance de la dépression de l'air dans la deuxième couche est due d'une part à l'évolution décroissante du flux de drainage dans cette couche. Elle résulte d'autre part de l'augmentation de la perméabilité à l'air des sections de sable fin situées au-dessus de l'interface en raison de la diminution des teneurs en eau dans ces sections.

On constate enfin, sur ces figures, qu'à un instant donné, la valeur de la dépression de l'air est sensiblement la même dans les trois sections de mesure pour les deux essais de drainage considérés.

Ces résultats laissent à penser que le gradient de pression de la phase air à un instant donné est nul ($dp_g/dz = 0$). En réalité l'écoulement de l'air dans la couche de sable gros ne peut s'effectuer sans gradient de pression. Cependant, l'écoulement de l'air est relativement lent et par conséquent le gradient de pression de la phase air est faible. Sa détermination est alors inaccessible à la mesure avec les capteurs de pression utilisés, (la valeur du gradient de pression est vraisemblablement plus faible que l'erreur absolue sur la mesure de ce gradient).

Dans la figure (IV.9) nous avons rapporté la variation de la valeur de la pression de l'air en fonction du temps pour la section C_5, la plus proche de l'interface, au cours des trois rabattements : 0-81 cm, 0-136 cm et 0-160 cm.

Sur ce graphique, l'origine des temps a été choisie de telle sorte qu'elle corresponde pour l'ensemble des courbes, à l'instant initial du drainage de la deuxième couche ($t = t_i$).

Notons tout d'abord sur cette figure, que dans le cas d'un faible rabattement (essai 0-81 cm), la valeur de la dépression de la phase air à l'instant correspondant au début du drainage de la deuxième couche est sensiblement égale à la différence entre les pressions d'entrée d'air (à l'état statique) des deux sables.

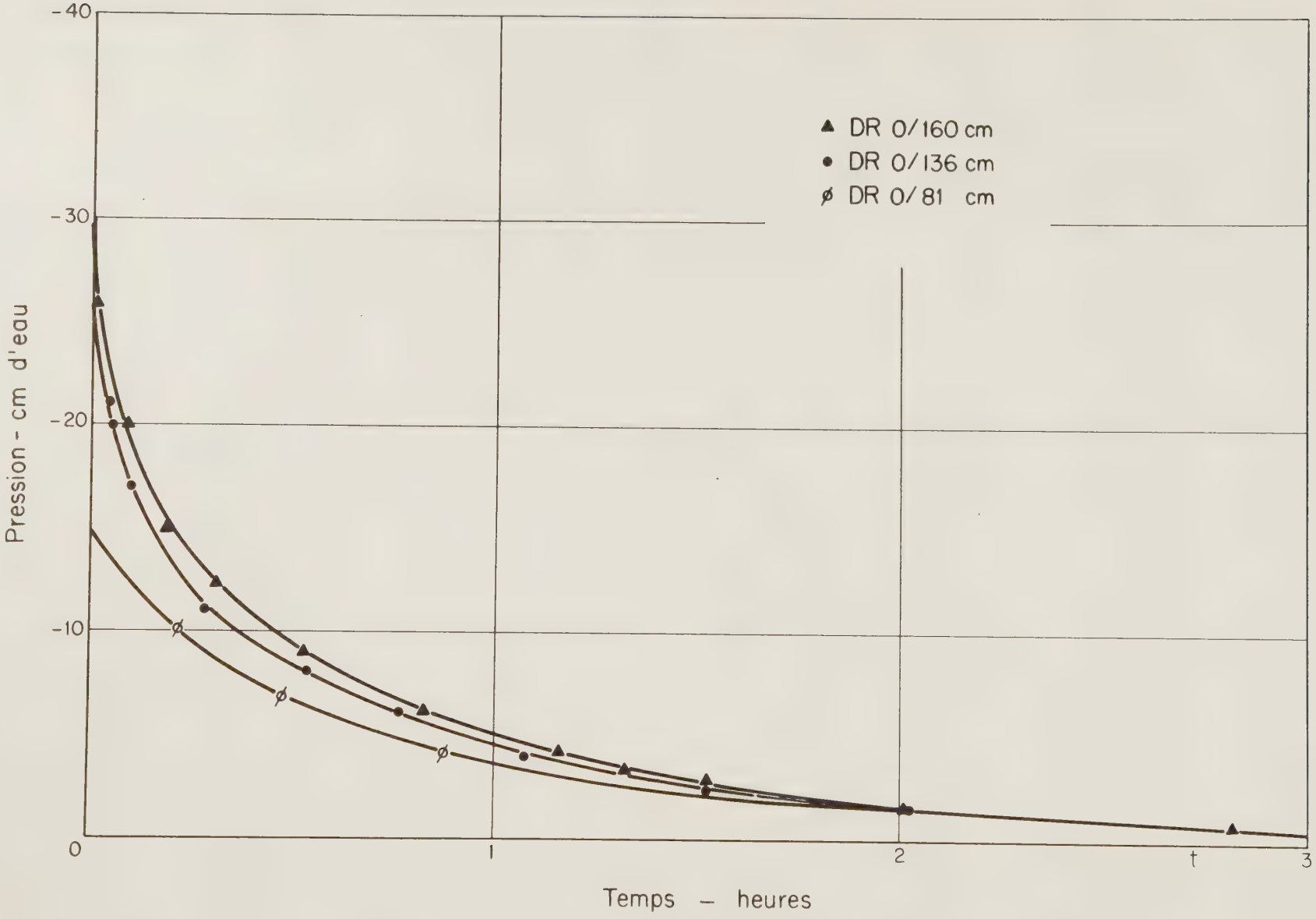


FIG. (IV.9) - Variation de la pression de l'air en fonction du temps pour la section C_5.
t = 0 correspond au début du drainage de la deuxième couche.

Il apparaît clairement sur cette figure, qu'à un instant donné, au plus grand rabattement correspond la plus forte dépression de phase air.

Il est en effet certain, que plus le rabattement est important, plus le flux de drainage de la deuxième couche est élevé et par conséquent le volume accessible à l'air dans le sol croît plus rapidement. Tandis que la variation de la perméabilité à l'air dans la couche de sable fin reste faible.

Notons par ailleurs que la valeur de dp_g/dz , au début du drainage de la deuxième couche, est d'autant plus élevée que le rabattement est grand. En effet, la rapidité du drainage de la deuxième couche qui débute à l'arrivée de la phase air à l'interface provenant des couches supérieures dépend de l'importance du rabattement.

3.1.3. L'effet de la mise en dépression de la phase air sur la détermination de la relation : succion-teneur en eau

La résolution numérique de l'équation générale de l'écoulement, exige préalablement la détermination de la corrélation : succion-teneur en eau, et il est par conséquent nécessaire de connaître les valeurs de la pression du liquide par rapport à la pression de la phase air.

La mesure de la pression du liquide p_w dans la deuxième couche, durant le drainage correspondant à l'essai b) est effectuée dans la section C_5 ($z = 50$ cm) en employant le dispositif de mesure décrit précédemment (chapitre II).

Nous avons rapporté, dans la figure (IV.10, a et b) les indications du capteur C_6 connecté suivant la voie "1-2" et "1-3", ainsi que les variations de teneur en eau des sections $z = 33$ cm, $z = 38$ cm et $z = 50$ cm.

Il convient de noter que tant que le front de drainage n'a pas atteint la section de mesure $z = 50$ cm, le dispositif expérimental ne permet d'obtenir que la pression totale $\bar{p}$ du mélange.

Nous notons sur cette figure, que l'aiguille hypodermique permet de connecter la prise de pression différentielle à l'air du sol dès que la section $z = 50$ cm se désature, ce qui se produit au bout de 0,40 h. A partir de cet instant, il apparaît une différence importante dans les indications du capteur de pression selon que la prise différentielle est branchée suivant la voie "1-2" (à l'air du sol), ou la voie "1-3" (à l'atmosphère). Les pressions ont des valeurs négatives

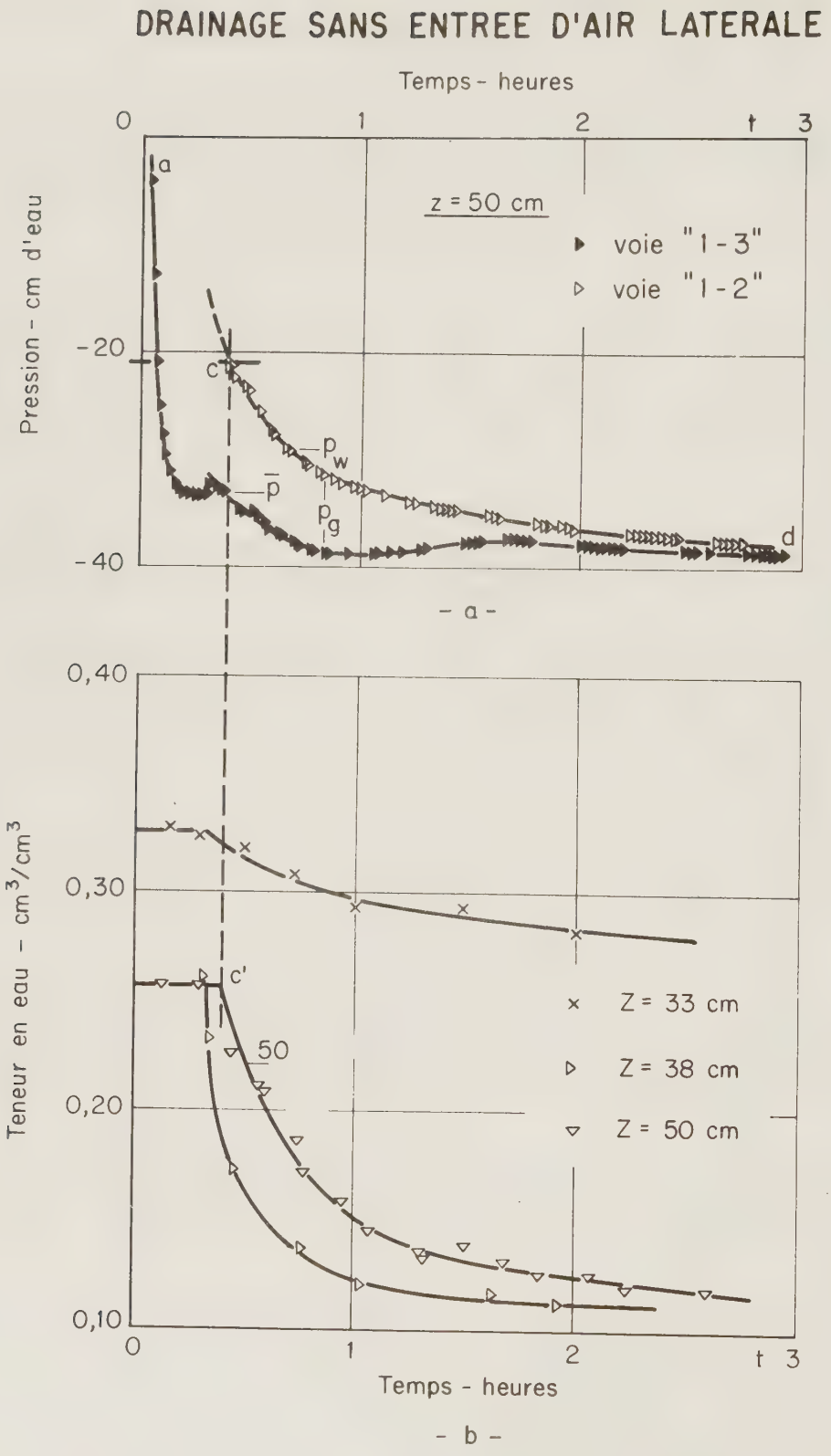


FIG. (IV.10) - Variation des pressions $\bar{p}$ et p_w dans la section C_6.
Variation des teneurs en eau dans z = 33, 38 et 50 cm.

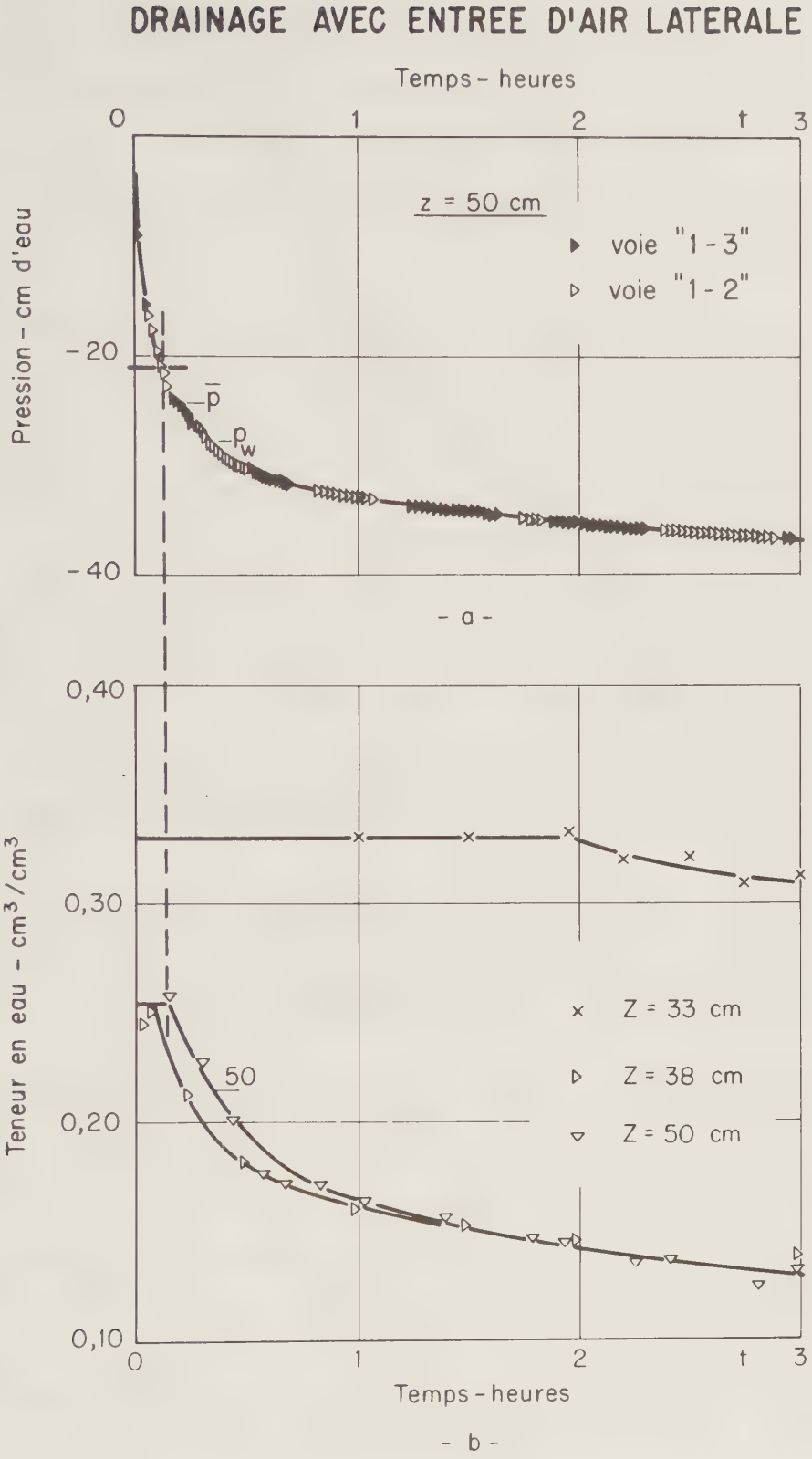


FIG. (IV.11) - Variation des pressions $\overline{p}$ et p_w dans la section C_6.
Variation des teneurs en eau dans z = 33, 38 et 50 cm.

plus élevées dans le second cas. Ainsi, la courbe obtenue suivant la voie "1-3" correspond à la variation de la pression du mélange des deux phases : eau, air ($\bar{p}$) en fonction du temps, tandis que celle obtenue suivant la connection "1-2" correspond à l'évolution de la pression de la phase liquide (p_w).

La différence à un instant donné entre les deux courbes donne la pression de la phase air (p_g) donnée par l'équation :

$$p_g = \bar{p} - p_w$$

La figure (IV.11) est relative au même essai effectué avec possibilité d'entrée d'air par les parois ; les conditions initiales étant strictement les mêmes. La pression de la phase air dans toute la colonne durant le drainage est ainsi maintenue égale à la pression atmosphérique.

On note dans cette figure que les valeurs de la pression données par le capteur sont identiques que l'on soit branché sur la voie "1-2" ou sur la voie "1-3". On a donc à tout moment l'identité entre $\bar{p}$ et p_w.

Il est donc clair que dans ce cas l'air est bien à la pression atmosphérique et les indications des capteurs de pression correspondent bien aux valeurs de la succion.

Signalons que ce résultat permet de vérifier la validité de la méthode expérimentale : le nombre des aiguilles est, ici encore, suffisant pour imposer la pression atmosphérique à la phase air durant le drainage.

Utilisant les valeurs de teneur en eau et des pressions d'eau, rapportées dans les figures (IV.10) et (IV.11) et correspondant à la section C_6 pour les deux essais, on obtient la courbe : succion-teneur en eau, ψ (θ) relative à la section considérée, figure (IV.12). On note que cette courbe obtenue :

- durant le premier essai (sans possibilité d'entrée d'air latérale) d'après les valeurs de pression correspondant à la connection "1-2" ;
- durant le deuxième essai (avec possibilité d'entrée d'air latérale) d'après les valeurs de pression correspondant à la connection "1-3" et "1-2";

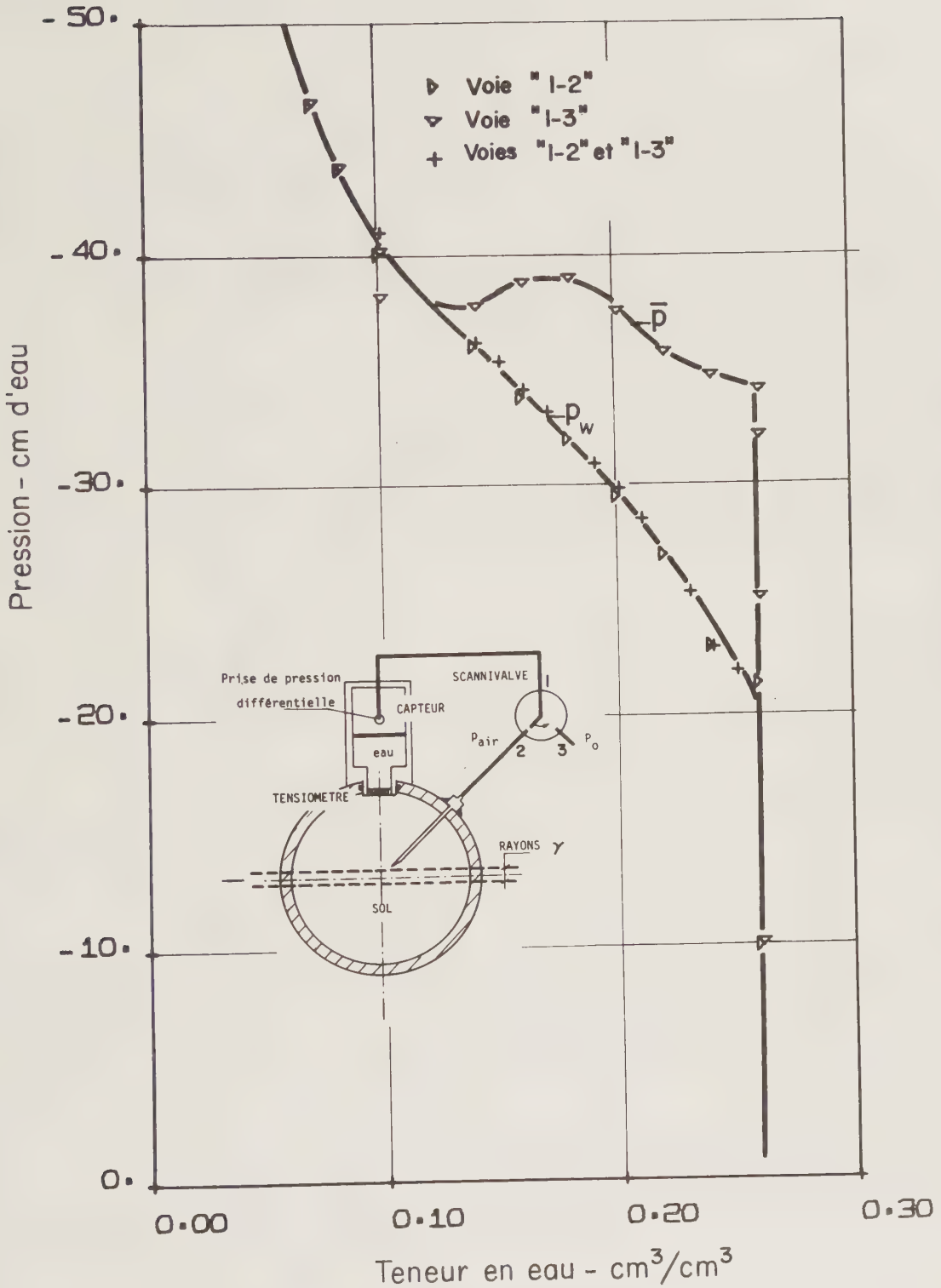


FIG. (IV.12) - La relation $\psi(\theta)$ et $\overline{p}(\theta)$ en drainage dans la section C_6.
Rabattement de nappe : 0 à 136 cm.

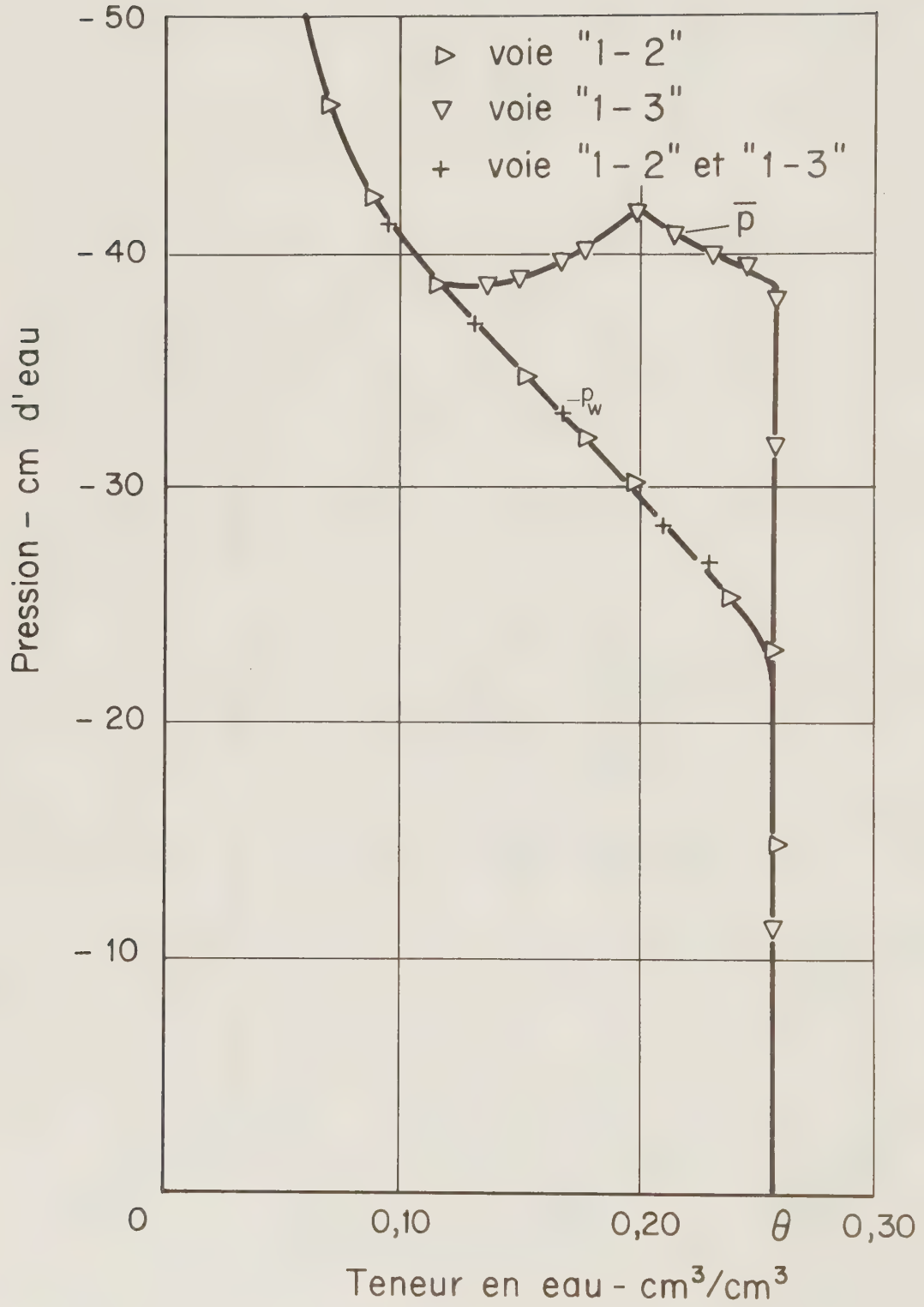


FIG. (IV.13) - La relation $\psi(\theta)$ et $\bar{p}(\theta)$ en drainage dans la section C_6.
Rabattement de nappe : 0 à 160 cm.

est unique et correspond à la variation de la pression de la phase liquide p_w avec sa concentration volumique ou teneur en eau (θ). C'est la courbe de succion classique.

Il est clair que si l'on se réfère aux indications du capteur de pression C_6, fournies lors du premier essai, dans le cas où sa prise différentielle est à la pression atmosphérique (voie "1-3"), on obtient une relation très différente de la courbe de succion et qui donne en fait la variation de la pression totale ($\bar{p}$) du mélange : air-eau dans la section de mesure considérée en fonction de la teneur en eau. Cette relation apparait sur le graphique de la figure (IV.12). Notons que cette dernière courbe est identique à celle obtenue par WATSON et WHISLER (1968.a).

La relation $\bar{p}(\theta)$ a par ailleurs été déterminée, dans la même section au cours de l'essai de drainage 0-160 cm. On observe dans la figure (IV.13) que la courbe $\bar{p}(\theta)$ obtenue dans ce cas est très sensiblement différente de celle obtenue précédemment. Ceci est du au fait que l'évolution de la pression de la phase air est différente au cours des deux essais qui sont réalisés avec deux rabattements différents.

Par contre, la courbe $\psi(\theta)$ obtenue dans ce cas se confond sensiblement avec celle obtenue précédemment.

Nous pouvons donc conclure que des précautions particulières doivent être prises pour obtenir la courbe $\psi(\theta)$ d'un sol dans le cas où la phase air n'est pas à la pression atmosphérique.

Si l'on se réfère aux méthodes de mesure de la succion basées sur l'emploi d'un tensiomètre associé à un capteur dont la prise différentielle est connectée à la pression atmosphérique, la courbe obtenue ne peut en aucune manière représenter la relation : succion-teneur en eau du sol. La courbe obtenue dans ces conditions n'est pas une caractéristique significative.

D'ailleurs il n'existe, comme nous l'avons observé précédemment, pas de relation unique entre la pression totale p d'un mélange air-eau et la concentration de l'eau dans un matériau poreux (GUELIN, 1969).

°

° °

3.2. Essais de drainage avec entrée d'air latérale

Une deuxième série d'essais a été effectuée sur la colonne en imposant à la phase air du sol, au cours de l'écoulement, une pression égale à la pression atmosphérique.

Le but de cette deuxième série d'essais était d'étudier l'effet des conditions aux limites en terme de pression d'air sur le mécanisme de l'écoulement durant le drainage d'un sol stratifié composé d'une couche de sable fin reposant sur une couche de sable plus gros.

Rappelons que les valeurs des rabattements choisis sont identiques à celles de la première série d'essais. Les conditions initiales en terme de pression d'eau et de teneur en eau étant par ailleurs les mêmes.

Il est clair que dans ce cas, l'évolution de l'écoulement en drainage est fondamentalement différente de celle obtenue au cours de la première série d'essais. La couche de sable gros est en effet en relation avec l'atmosphère dès le début de l'essai et elle commence à drainer sitôt que la pression de l'eau à la côte z_{i_1} atteint sa pression d'entrée d'air.

Par ailleurs, il est permis de concevoir que cette valeur est d'autant plus rapidement atteinte que le rabattement est important. On peut par conséquent distinguer deux cas :

A) Cas d'un faible rabattement

Dans ce cas la couche de sable gros ne draine pas instantanément dès le début de l'essai : la valeur de la pression d'entrée d'air du sable gros à la côte z_{i_1} n'est atteinte qu'après quelques instants (à 12 minutes dans le cas de l'essai a).

D'autre part, l'évolution de la succion au sommet de la deuxième couche s'effectue dans un domaine pour lequel la perméabilité au-dessous de l'interface reste relativement évelée.

Ainsi l'évolution du drainage de la première couche de sable fin n'est que très sensiblement influencée par le drainage de la couche inférieure de sable gros.

Ce fait est observé clairement dans la figure (IV.14) où nous avons rapporté l'évolution des profils de teneur en eau et de pression correspondant au

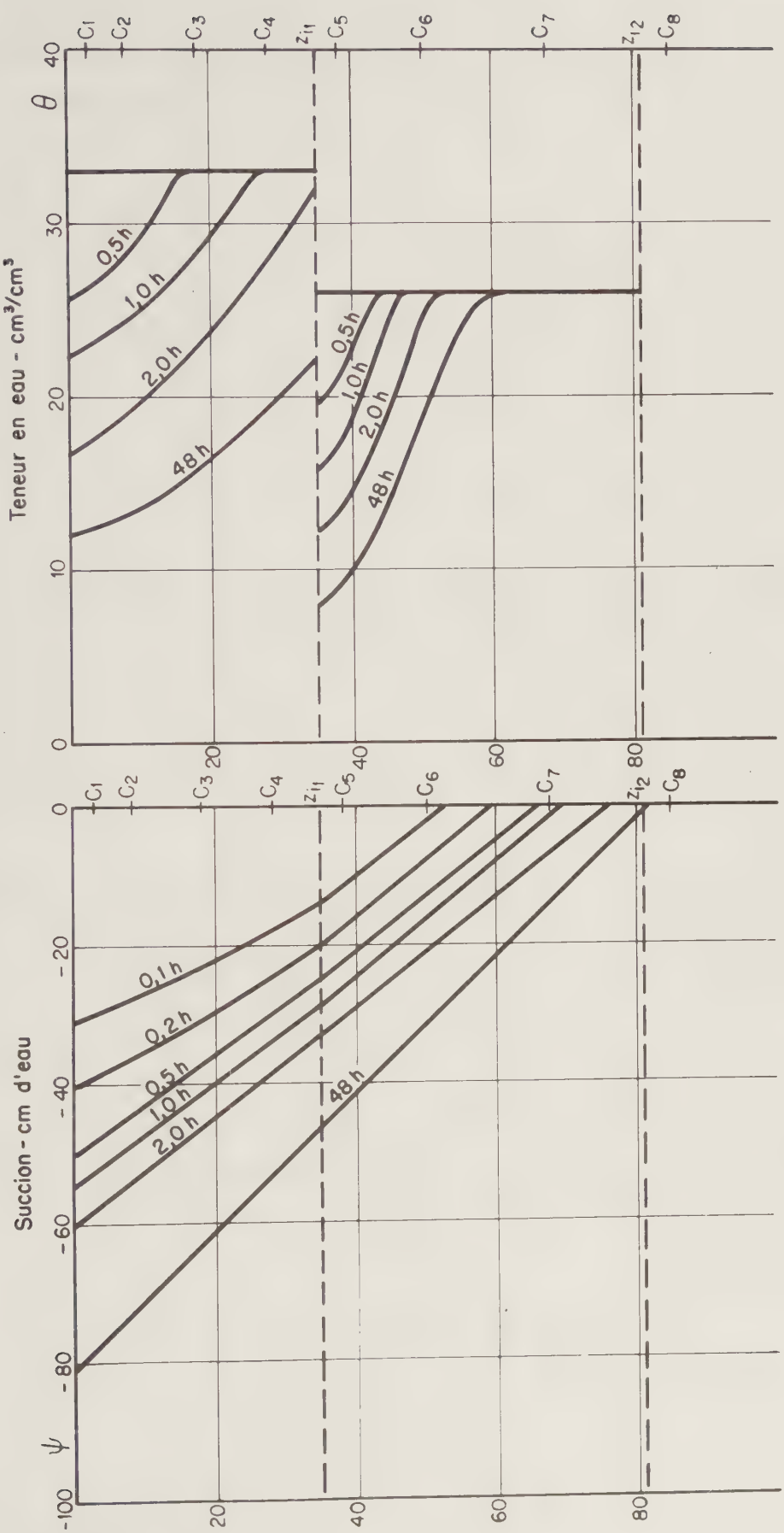


FIG. (IV.14) - Evolution des profils de succion et de teneur en eau.
Rabattement de nappe : 0 à 81 cm.

rabattement (0-81 cm). On note dans cette figure que l'évolution des profils de teneur en eau dans la première couche est sensiblement identique à celle déjà observée pour la même valeur de rabattement durant la première série d'essais. Par contre, on note une nette différence dans l'évolution des profils de teneur en eau de la deuxième couche : elle est plus rapide au cours d'essais avec entrée d'air latérale.

Notons sur cette figure que l'évolution des profils de pressions obtenus est sensiblement identique à celle déterminée au cours du drainage sans entrée d'air latérale. Rappelons que pour ce drainage, l'évolution des pressions ne présentait pas de discontinuité car la dépression de l'air était sensiblement égale à la différence des pressions d'entrée d'air des deux sables.

Notons enfin, qu'à l'équilibre, les profils de teneur en eau et de pression sont pour les deux types d'essais les mêmes.

Cependant, le volume total cumulé de l'eau drainée à un instant donné t pour l'ensemble des deux couches est supérieur dans le cas de l'essai de drainage avec la phase air à la pression atmosphérique. La raison en est que, comparativement aux essais de drainage sans possibilité d'entrée d'air latérale, la couche de sable gros est très rapidement soumise au drainage (respectivement à 12 minutes et à 90 minutes à partir du début de l'essai). Par ailleurs, l'écoulement de la couche supérieure n'est que sensiblement freiné par le drainage de la couche de sable gros.

Dans la figure (IV.15) nous avons rapporté l'évolution du volume total de l'eau drainée en fonction du temps correspondant pour la même valeur de rabattement aux deux types d'essai (avec et sans entrée d'air). Nous notons sur cette figure, que l'écart entre les deux courbes décroît peu à peu, de telle sorte qu'à l'équilibre le volume total de l'eau drainé durant les deux essais est le même.

B) Cas d'un grand rabattement

Dans le cas d'un grand rabattement, la deuxième couche draine par contre pratiquement immédiatement dès le début de l'essai : la pression d'entrée d'air est en effet rapidement atteinte dans la couche de sable gros au voisinage de l'interface.

D'autre part, la pression d'eau au sommet de cette couche décroit rapidement.

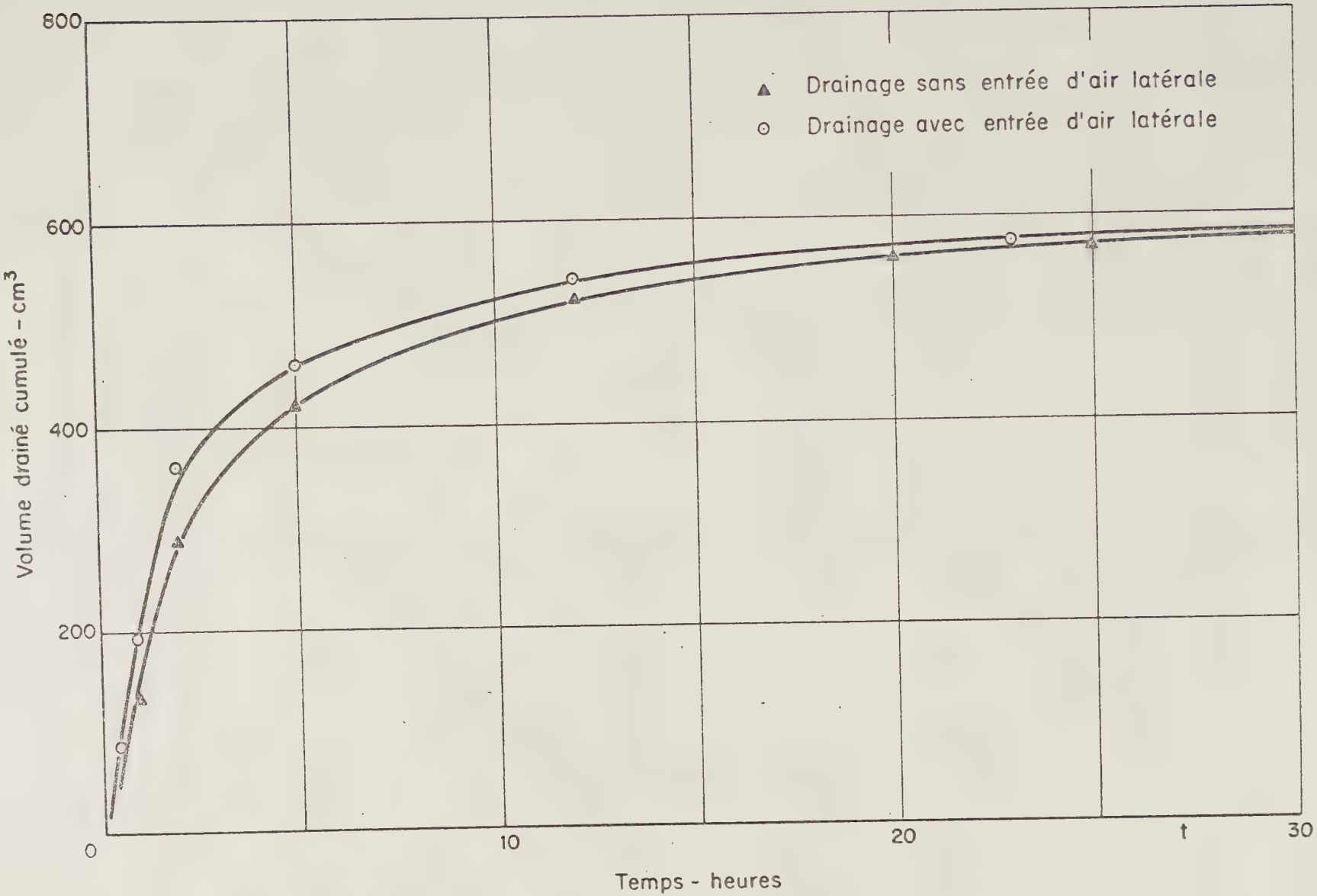


FIG. (IV.15) - Evolution du volume cumulé de l'eau drainé de la colonne.
Rabattement de nappe : 0 à 81 cm.

Ainsi du fait de la rapidité du drainage de la deuxième couche, il se forme une couche de faible perméabilité qui freine l'écoulement de la couche suéprieure de sable fin.

En comparaison avec l'essai de drainage sans entrée d'air latérale, on constate dans ce cas que le début de l'écoulement est caractérisé par :

- une désaturation plus rapide de la couche de sable gros ;
- un ralentissement du drainage de la couche supérieure de sable fin.

Il en résulte que contrairement au cas du faible rabattement, l'évolution des profils de teneur en eau dans la couche supérieure est différente (pour une même valeur de rabattement) au cours des deux types d'essais.

Ainsi il apparait sur les figures (IV.16) et (IV.17) relatives au rabattement 0-136 cm et 0-160 cm une différence considérable dans l'évolution des profils hydriques comparée à celles des figures (IV.2) et (IV.3).

On note par ailleurs sur ces figures qu'à l'arrivée du front de drainage à l'interface, la valeur de la pression d'eau au sommet de la couche de sable gros est égale à la pression d'entrée d'air de la couche de sable fin. Autrement dit : tant que la pression à l'interface n'a pas atteint au sommet de la couche de sable gros au cours de drainage de cette couche la valeur de la pression d'entrée d'air du sable fin, la phase air ne peut atteindre l'interface.

Rappelons que dans le cas de drainage sans entrée d'air latérale, le début du drainage de la couche de sable gros est lié à l'arrivée de la phase air à l'interface.

Nous avons rapporté dans la figure (IV.18) l'évolution du volume cumulé de l'eau drainée de l'ensemble de la première et de la deuxième couche au cours des deux types d'essais correspondant au rabattement de 0-136 cm.

Nous notons sur cette figure que du fait de la grande valeur de la perméabilité de la couche de sable gros, le volume total de l'eau drainée au cours de l'essai avec entrée d'air latérale est supérieure dans une première phase, à celui de l'essai sans entrée d'air latérale. Puis, contrairement au cas d'un faible rabattement, il devient plus faible. Ce fait résulte du ralentissement de l'écoulement

DRAINAGE AVEC ENTREE D'AIR LATERALE

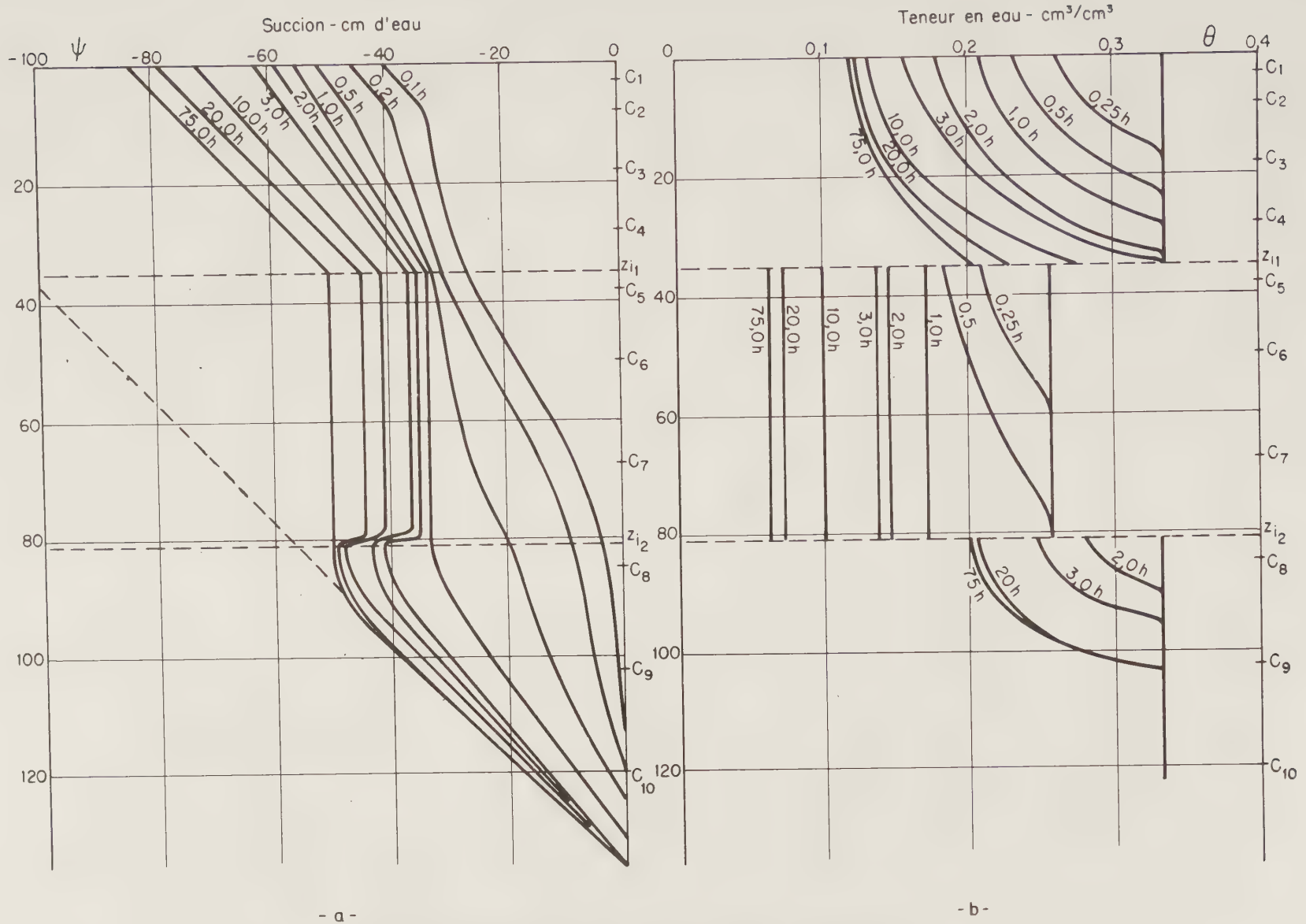


FIG. (IV.16) - Evolution des profils de succion et de teneur en eau.
Rabattement de nappe : 0 à 136 cm.

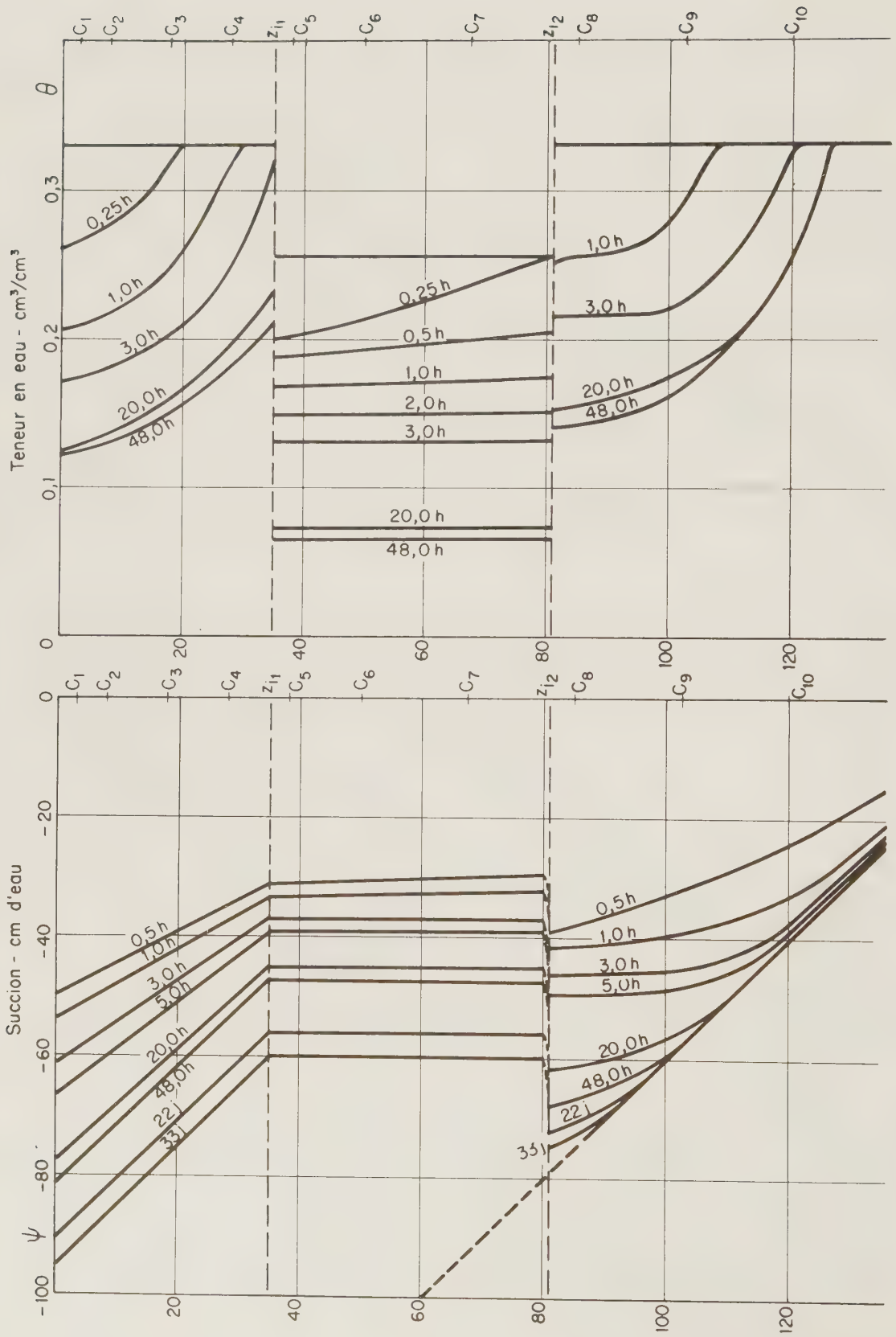


FIG. (IV.17) - Evolution des profils de succions et de teneur en eau.
Rabattement de nappe : 0 à 160 cm.

dans la première couche observée au cours de la deuxième série d'essais. Cependant les volumes cumulés drainés dans les deux couches, au cours de ces deux types d'essais tendent à la limite vers une même valeur.

Par ailleurs, l'étude des profils de pression correspondant aux rabattements : 0-136 cm et 0-160 cm, avec entrée d'air latérale permet d'observer :

- contrairement aux essais correspondants sans entrée d'air latérale, l'évolution de la pression et constamment croissante le long de la première couche (figure II.14) ;
- la zône à gradient de pression nul dans la deuxième couche s'établit plus rapidement. (La perméabilité de cette couche décroît rapidement dès le début de l'essai et par contre le flux à travers l'interface évolue lentement).

On remarque cependant que les profils de pression d'eau évoluent, du moins pour des temps élevés, sensiblement de la même manière pour les deux types d'essais et que l'équilibre statique correspondant au rabattement imposé à la nappe est pratiquement aussi long à atteindre.

A partir de la figure (IV.17,b) représentant l'évolution de ces profils de pression pour l'essai de drainage 0-160 cm, avec entrée d'air latérale, il est permis de supposer que l'équilibre statique ne peut être pratiquement atteint, car le profil de succion pour t = 33 jours (800 heures) est loin d'être le profil d'équilibre : une zône de gradient de pression nul persiste le long de la couche intermédiaire de sable gros. On note cependant que dans les deux couches de sable fin, le gradient de pression est sensiblement égal à 1.

°

° °

L'étude expérimentale que nous venons d'exposer montre l'effet considérable de la condition aux limites en terme de pression d'air sur le mécanisme de l'écoulement de sol étudié.

Nous avons ainsi pu constater plus particulièrement que la couche de sable gros est soumise au drainage sensiblement dès le début de l'essai et que, par conséquent, dans le cas d'un rabattement important, l'écoulement dans la couche

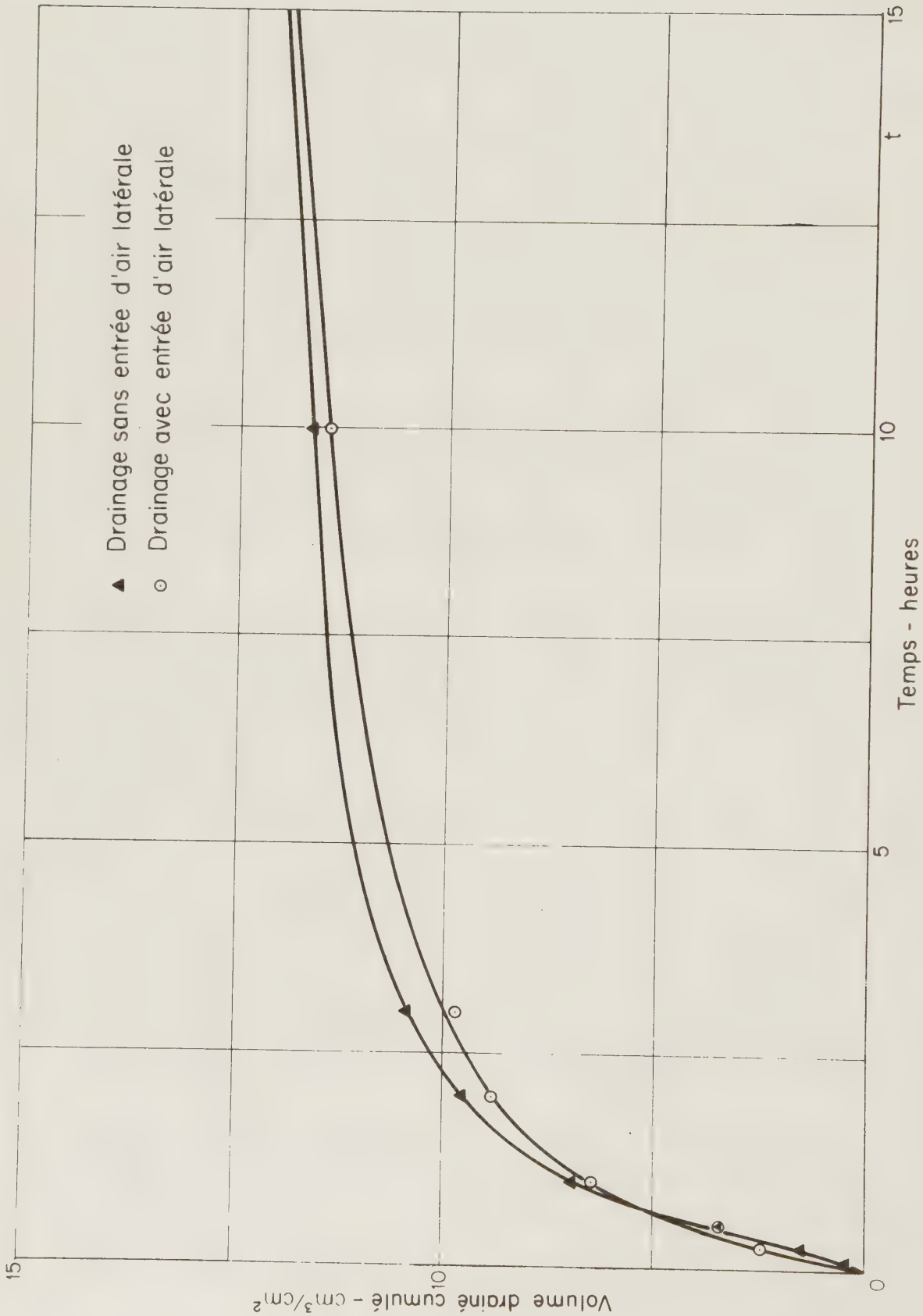


FIG. (IV.18) - Evolution de volume cumulé de l'eau drainée de l'ensemble de la première et de la deuxième couche .(par unité de surface)
Rabattement de nappe : 0 à 136 cm.

supérieure de sable fin est fortement ralenti par rapport à celui observé au cours d'un drainage sans entrée d'air latérale pendant les premiers temps du mouvement.

Ainsi il apparait que pour les mêmes conditions initiales en termes de pression d'eau et de teneur en eau, l'évolution de l'écoulement de la phase liquide dans la colonne dépend essentiellement dans un premier temps des conditions aux limites en termes de pression d'air, mais que leur influence devient ultérieurement négligeable.

° ° °

4. Etude de l'influence de l'interface du type "sable gros/sable fin" sur l'écoulement

Afin d'étudier l'influence de l'interface du type sable gros/sable fin, sur le mécanisme de l'écoulement, un essai de drainage correspondant à un rabattement de nappe de 81 cm à 136 cm a été effectué sur la colonne de sol. Les conditions initiales correspondent à l'état d'équilibre statique relatif au rabattement 0 à 81 cm. Ces conditions ont été choisies de telle sorte que l'effet de la première interface sur l'écoulement puisse être éliminé.

Dans la figure (IV.19) nous avons rapporté l'évolution de la pression d'eau en fonction de temps correspondant à ce rabattement dans les dix sections de mesure.

Nous observons sur cette figure une nette discontinuité dans la variation de la pression en fonction du temps pour les trois sections de mesure de la troisième couche de sable fin. Cette discontinuité apparaît à un même instant, qui correspond au début du drainage de la troisième couche (t_d).

Notons à ce propos que contrairement à l'évolution de l'écoulement au passage de la première interface (sable fin/sable gros), l'arrivée de la phase air à la deuxième interface (sable gros/sable fin) ne correspond pas au début du drainage de la troisième couche constituée par du sable fin.

En effet, lors de l'arrivée de la phase air à la deuxième interface, la valeur de la pression de l'eau dans cette section est égale à la pression d'entrée d'air du sable gros. Cette valeur est plus grande que celle de la pression d'entrée d'air de sable fin, il est évident que la troisième couche de sable fin ne peut drainer tant que la pression de l'eau à l'interface au cours du drainage de la couche de sable fin, n'a pas atteint sa pression d'entrée d'air.

Il apparait ainsi une discontinuité dans l'avancement du front de drainage au niveau de l'interface, comme le montre la figure (IV.20) représentant l'avancement du front de drainage correspondant à ce rabattement.

Enfin, il est clair que la phase air durant l'écoulement reste continuellement à la pression atmosphérique.

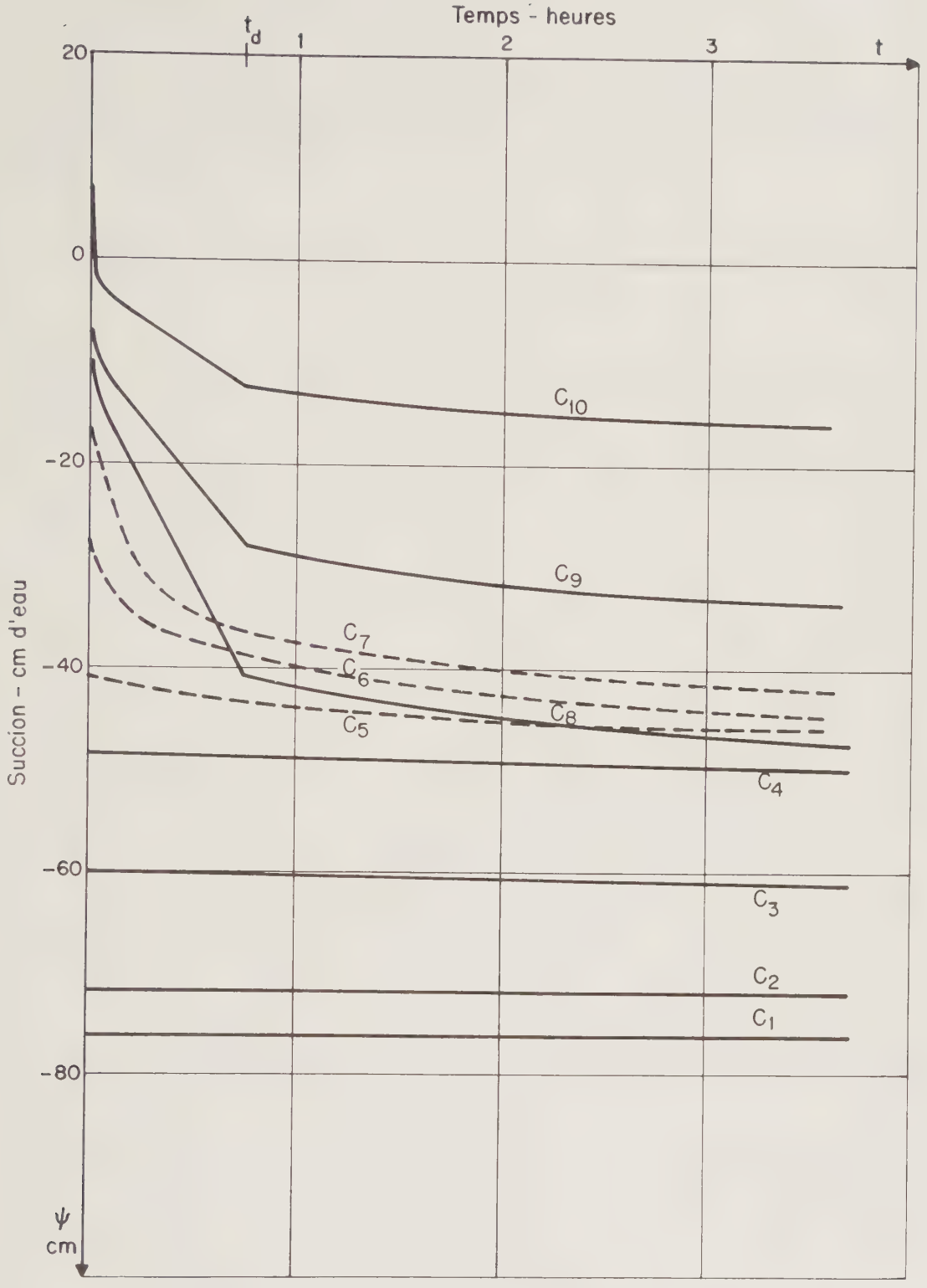


FIG. (IV.19) - Variation en fonction du temps de la succion dans les différentes sections de mesure.
Rabattement de nappe : 81 cm à 136 cm.

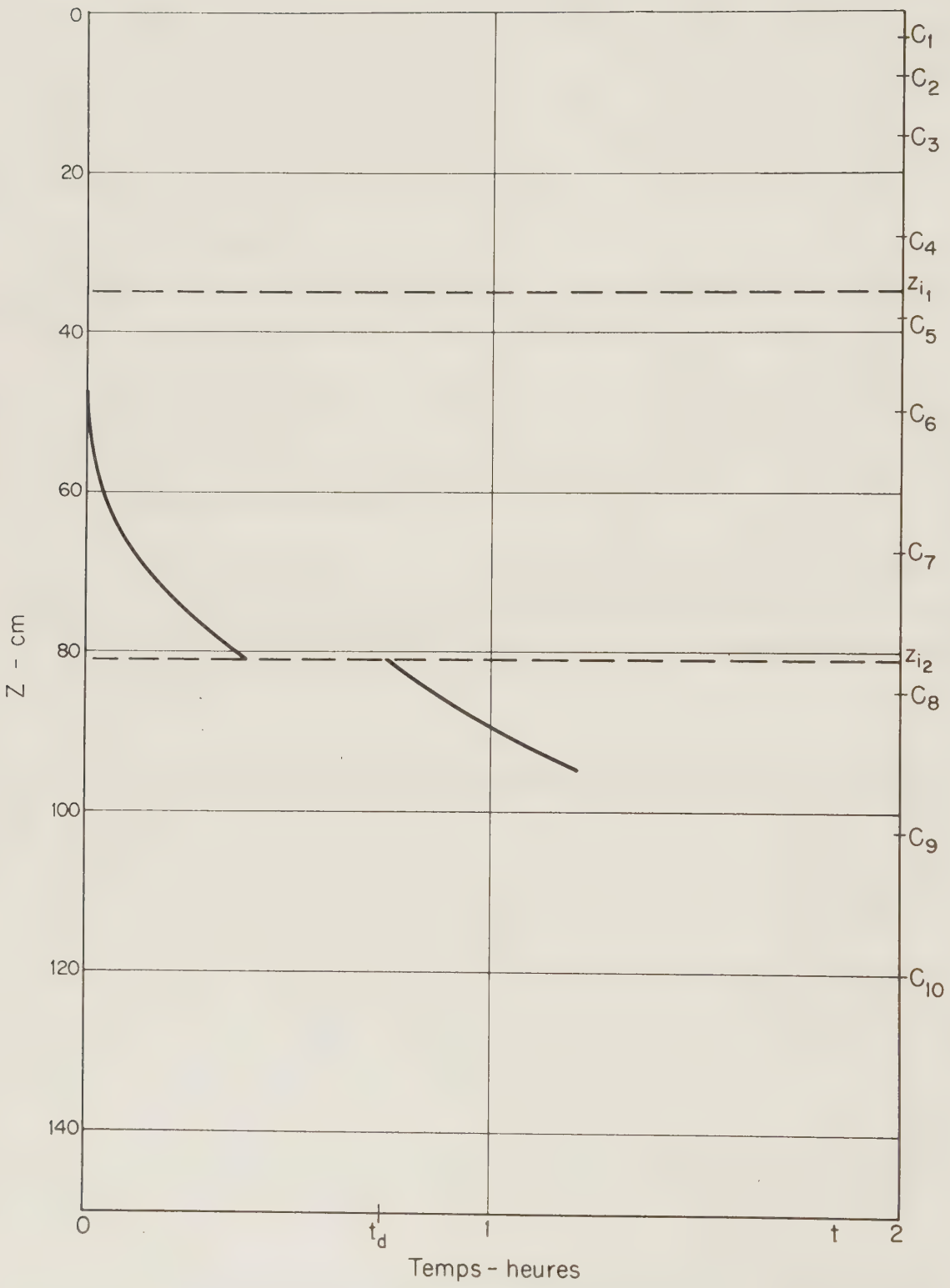


FIG. (IV.20) - Avancement du front de drainage.
Rabattement de nappe : 81 cm à 136 cm.

En effet, la perméabilité de saturation du sable fin est plus faible que celle du sable gros et par ailleurs, en raison de la continuité de pression des deux côtés de l'interface, la valeur de la teneur en eau dans la couche de sable gros au début du drainage de la couche de sable fin est faible (θ = 0,17 cm^3/cm^3). Il en résulte que la perméabilité à l'air à travers l'interface s'effectue par conséquent librement.

°

° °

5. Etude de l'écoulement de l'eau en drainage au cours de rabattements successifs de la nappe.

Une troisième série d'essais de drainage a été effectuée sur la colonne en vue d'étudier le rôle des interfaces dans le cas de rabattements successifs de la nappe.

Ainsi, dans cette série d'essais, la nappe a été soumise à des rabattements successifs de 0 à 81 cm, puis de 81 cm à 136 cm, et finalement de 136 cm à 160 cm.

Durant ces différents essais, les aiguilles placées dans la paroi de la colonne ont été bouchées.

Les résultats de l'essai correspondant au rabattement initial de 0 à 81 cm ont déjà été analysés. Nous ne présenterons de ce fait que les résultats des deux essais complémentaires.

5.1. Etude du rabattement : 81 cm à 136 cm

La répartition initiale des teneurs en eau et des pressions correspond à l'équilibre statique relatif au premier rabattement (0-81 cm).

Les teneurs en eau initiales au sommet de la deuxième couche de sable gros étant relativement faibles, la conductivité hydraulique dans cette zône est par conséquent peu élevée. Elle est plus faible que celle de la première couche de sable fin.

Partant de ces conditions initiales, il est clair que l'écoulement dans la première couche de sable fin, lors du second rabattement imposé à la nappe est lent, comme le montre l'évolution en fonction du temps des profils de teneur en eau et de pression le long de la colonne, représentée sur la figure (IV.21, a et b).

On observe par ailleurs sur cette figure, que le profil des pressions évolue finalement vers le profil obtenu pour un rabattement de 0 à 136 cm. Notons qu'à t = 48 heures, le gradient de pression dans les deux couches de sable fin est sensiblement égal à 1.

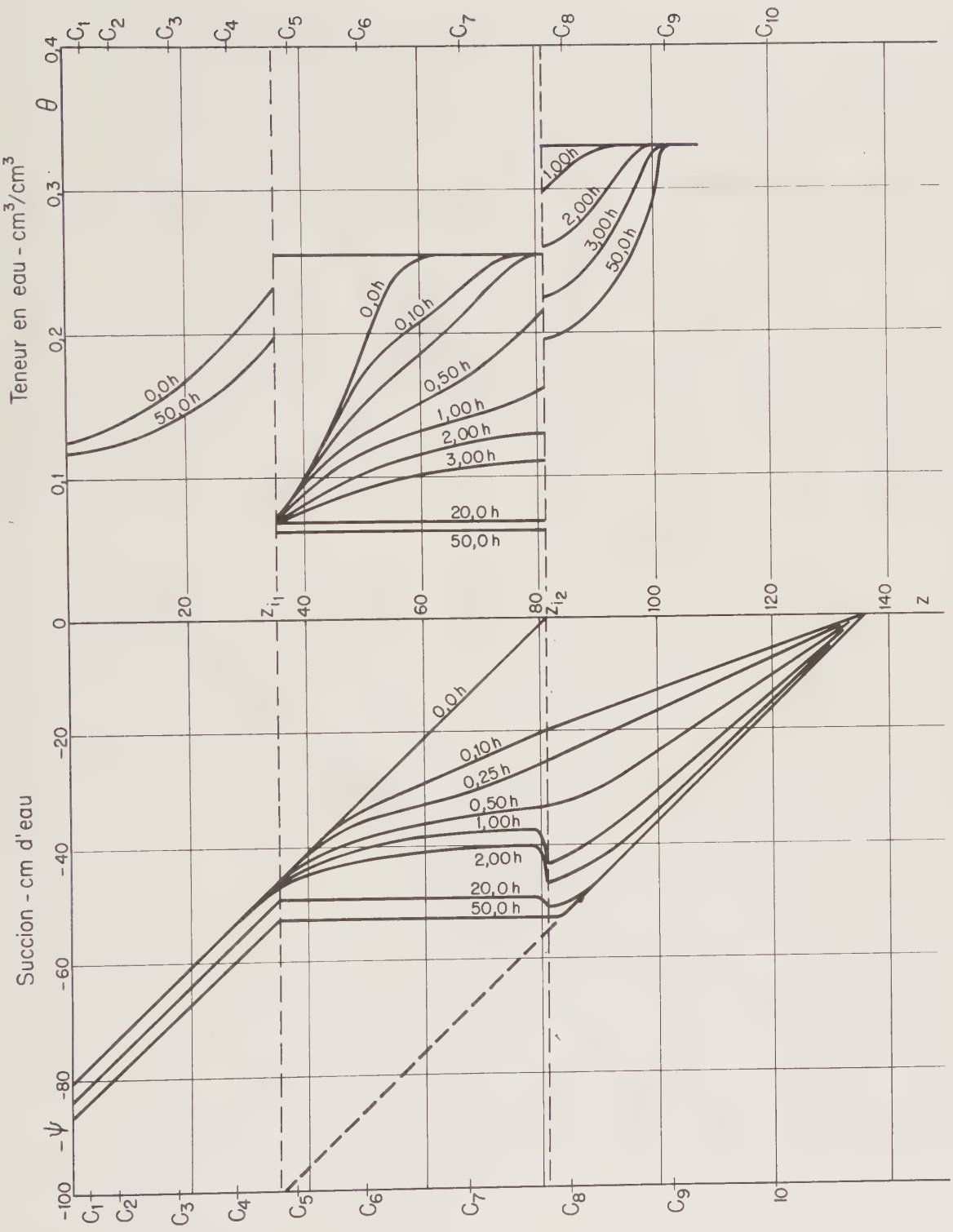


FIG. (IV.21) - Evolution des profils de succion et de teneur en eau.
Rabattement de nappe : 81 cm à 136 cm.

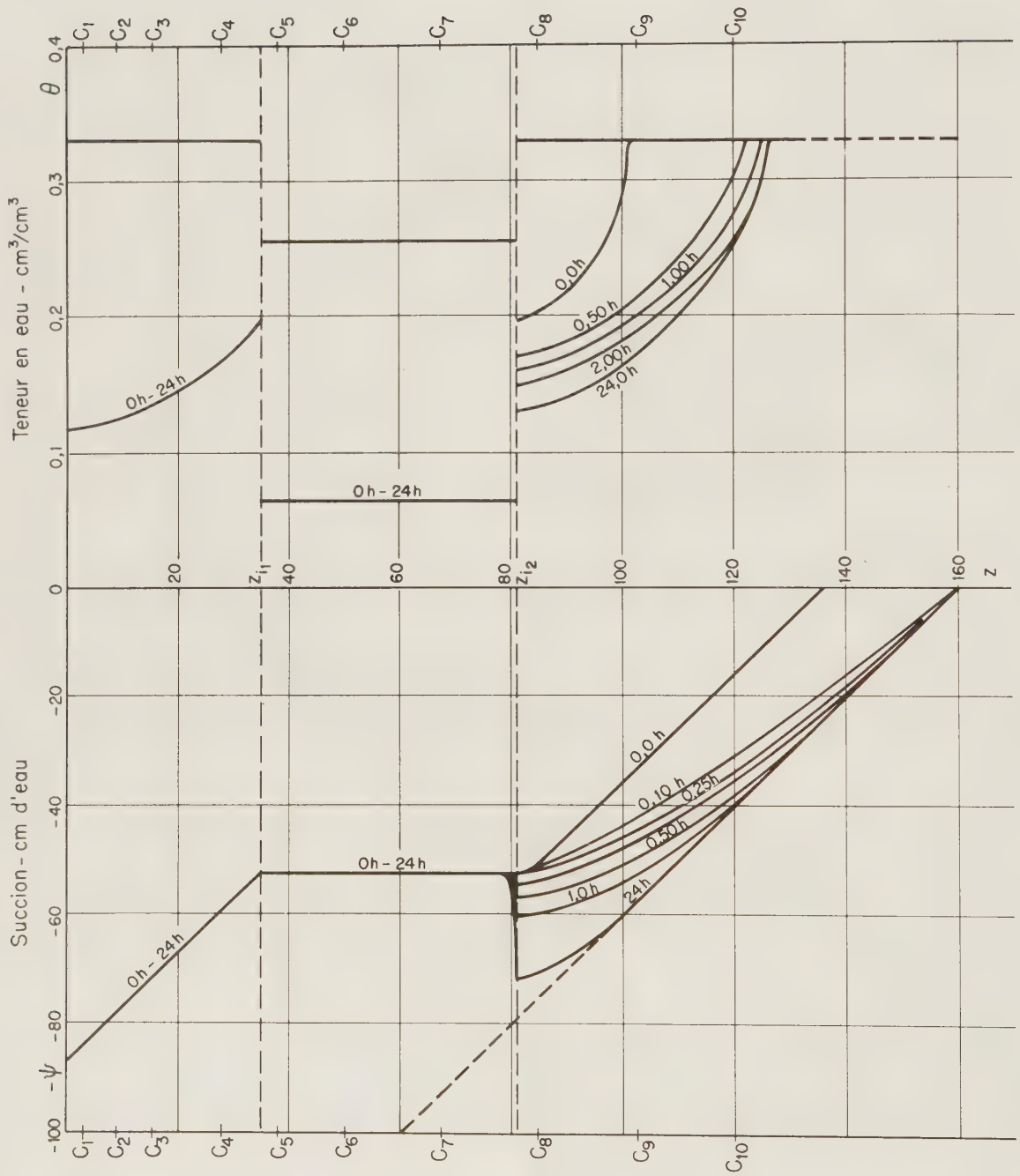


FIG. (IV.22) - Evolution des profils de succion et de teneur en eau.
Rabattement de nappe : 136 cm à 160 cm.

5.2. Etude du rabattement 136 cm à 160 cm

Nous avons présenté, dans la figure (IV.22, a et b) l'évolution des profils de teneur en eau et de pression le long de la colonne correspondant à ce rabattement.

Nous remarquons sur cette figure qu'au cours de l'écoulement correspondant à ce rabattement, les profils de pression et de teneur en eau dans la première couche de sable fin et dans la deuxième couche de sable gros, n'ont sensiblement pas évolué en raison de la très faible valeur de la conductivité hydraulique de la couche de sable gros dû à sa faible teneur en eau initiale ($\theta_i = 0{,}062\ cm^3/cm^3$).

Nous notons par ailleurs qu'à t = 24 heures, la valeur de gradient de pression dans la troisième couche est sensiblement égale à 1.

Compte tenu de ces résultats il est permis de supposer que lors d'un rabattement de nappe plus important, les profils de succion et de teneur en eau dans les deux couches supérieures resteraient sensiblement inchangés.

°

° °

CONCLUSION

Nous avons étudié dans une première partie de ce chapitre, la répartition des pressions d'eau au cours d'un écoulement en drainage d'un sol stratifié composé d'une couche supérieure de sable fin suivie d'une couche inférieure de sable plus gros. Nous avons constaté que dans le cas d'un grand rabattement, le gradient de pression dans la couche supérieure de sable fin a une valeur négative avant l'arrivée de la phase air à l'interface. Nous avons pu remarquer par ailleurs le double rôle joué sur l'écoulement par la deuxième couche de sable gros. Ce double rôle peut se résumer par une augmentation de la rapidité du mouvement de l'eau dans la couche de sable fin, avant l'arrivée de la phase air à l'interface puis par un freinage de l'écoulement dès que la couche de sable gros commence à être drainée.

Cette étude nous a permis d'estimer l'importance du rôle que peut jouer l'interface du type "sable fin/sable gros" sur l'écoulement de la phase air. Ce type d'interface offre une résistance à l'écoulement de la phase air. Elle est maximale au début du drainage de la couche de sable gros et décroit au fur et à mesure que l'écoulement se poursuit. Cette résistance est à l'origine de la dépression de la phase air.

Nous avons remarqué en plus, que la dépression de la phase air est fonction du rabattement imposé à la nappe. Ainsi à un instant donné, la dépression de la phase air est plus grande dans le cas d'un plus grand rabattement. Il est clair que négliger la résistance à l'écoulement de la phase air, que crée l'interface "sable fin/sable gros" conduit alors à une interprétation erronée des résultats obtenus (BEHNKE et RIANCHI, 1965), (WHISLER et WATSON, 1968). En particulier, l'erreur est importante quand il s'agit de chercher la corrélation succion-teneur en eau.

Ces résultats ont montré que le problème relatif au drainage d'un tel sol est celui d'un écoulement biphasique. Il est évident que dans ce cas l'équation générale (I.9)telle qu'elle est présentée, est insuffisante pour présenter une analyse d'un tel écoulement. En effet, cette équation suppose que la phase air durant un écoulement est en tout point du milieu à la pression atmosphérique.

Par contre, nous avons montré que la résistance à l'écoulement de la phase air à travers l'interface du type "sable gros/sable fin" est nulle. La phase air au cours d'un écoulement dû au drainage d'un sol stratifié composé d'une couche de sable gros reposant sur une couche de sable fin est donc essentiellement à la pression atmosphérique. L'équation classique (I.9) est donc alors applicable.

C O N C L U S I O N

PORTEE ET APPLICATIONS DE L'ETUDE

L'étude ayant fait l'objet de ce mémoire nous a permis de mettre en évidence tout particulièrement l'effet d'une discontinuité dans les propriétés hydrologiques du sol, sur le processus d'écoulement des deux phases : air et eau.

Grâce à la disposition des stratifications choisies dans la colonne de sol expérimentale, il nous a été possible de présenter les effets des deux types d'interfaces rencontrées in situ, sur l'écoulement de la phase liquide. Nous avons ainsi pu constater tout d'abord qu'au cours d'une infiltration à débit constant, les interfaces modifient l'écoulement car elles créent notamment une zône de transition. Il nous a été permis d'observer par ailleurs qu'une interface du type (sable fin/sable gros) constitue une section de contrôle à partir d'une certaine valeur critique du flux d'alimentation ("q_c").

Au cours d'un drainage de la colonne à partir d'un état saturé, nous avons montré le double rôle joué par une couche de sable de grosse granulométrie sur l'écoulement d'une couche supérieure de granulométrie plus fine. Nous avons par ailleurs pu observer que pour une telle disposition, l'équilibre statique dans le cas d'un grand rabattement est pratiquement impossible à atteindre.

Cette dernière observation est importante pour la pratique du drainage d'un terrain, le plus généralement stratifié. Nos résultats expérimentaux montrent en effet qu'à partir d'unecertaine profondeur de rabattement, le profil hydrique d'une couche supérieure de sable fin reste pratiquement inchangé quel que soit l'abaissement du niveau de la nappe imposée par la suite.

Nous avons pu remarquer par ailleurs que la présence d'interfaces affecte l'écoulement de la phase air qui de ce fait peut être en état de compression ou en état de dépression suivant le type de l'écoulement de la phase liquide (infiltration ou drainage).

Cette remarque permet d'affirmer que l'écoulement de la phase liquide dépend essentiellement des conditions aux limites en termes de pression d'air. Il ne fait par conséquent aucun doute que le domaine de validité des équations classiques de l'écoulement est relativement restreint, car elles ont été établies pour une condition aux limites particulières.

La méthode expérimentale que nous avons proposée pour la mesure de la pression de l'eau dans le cas d'un écoulement simultané des deux phases : air et eau s'avère bien appropriée pour la détermination de ces valeurs au cours d'un écoulement transitoire des deux phases.

Bien que les conditions générales d'expérimentation en laboratoire que nous nous sommes imposées soient encore par trop schématiques, l'étude présentée dans ce mémoire peut être cependant d'un grand intérêt pour l'interprétation des mesures effectuées sur le terrain. Nombreux sont en effet les résultats de mesure in-situ dont l'exploitation est difficile faute de connaître le mécanisme de l'écoulement de la phase gazeuse du sol, l'inter-relation entre les mouvements des deux phases en présence, ainsi que les effets de la stratification.

Il est cependant certain que les résultats obtenus en laboratoire peuvent être parfois difficilement comparables aux résultats de mesure in-situ, car les conditions initiales et aux limites dans la nature sont plus complexes. Les sols peuvent être hétérogènes dans leur ensemble, les pluies d'intensité variables et le mouvement des nappes est généralement progressif. Il n'en reste pas moins que d'une manière générale, la stratification du sol en plusieurs couches de propriétés physiques et hydrologiques différentes et l'existence d'une phase gazeuse qui peut être en mouvement, conditionnent fortement l'écoulement dans un site naturel. Nos travaux constituent en ce sens, une première approche de l'étude du mouvement de l'eau in-situ.

Les résultats que nous présentons montrent qu'il est indispensable de connaître dans une station de mesure le profil du terrain, ainsi que les propriétés physiques des différentes couches, pour pouvoir préciser les caractéristiques du mécanisme des mouvements d'eau et analyser le bilan hydrique et son évolution.

Ils soulignent par ailleurs la nécessité de disposer sur le terrain d'un appareillage permettant de mesurer la pression de l'air afin de pouvoir déterminer l'état de la phase gazeuse. Ce dispositif est notamment indispensable pour la détermination de la relation : succion-teneur en eau. Il est nécessaire de souligner à ce propos que l'établissement de cette relation pour le terrain s'est avérée très délicate (DAIAN 1971).

Si, dans ce mémoire, nous nous sommes consacrés plus particulièrement à l'étude de deux types de transfert dans un sol stratifié : infiltration et rabattement des nappes, il serait cependant intéressant de compléter cette étude par une analyse des transferts au cours d'une évaporation dans une structure stratifiée.

Remarquons enfin que pour une meilleure compréhension de l'ensemble des transferts hydriques dans les sols naturels, il serait bon d'étudier en laboratoire l'influence des gradients thermiques sur les mouvements d'eau, car la condition d'isothermie que nous nous sommes imposée restreint dans certains cas le champs d'application des résultats obtenus en laboratoire.

Nous ne prétendons pas avoir donné par cette étude une solution globale et rigoureuse des problèmes des transferts dans un sol stratifié. Nous pensons cependant avoir pu orienter le vaste champ d'investigation de la physique des transferts hydriques dans les milieux poreux non saturés vers les problèmes spécifiques du terrain.

Nous souhaitons en tout état de cause, que cette étude permette une meilleure compréhension des phénomènes de rétention dans les sols naturels.

BIBLIOGRAPHIE

ADRIAN D.D. and FRANZINI J.B. - 1966 - *Impedance to infiltration by pressure build-up ahead of the wetting front.*
J. Geophys. Res. : 71, 5857-5862.

BEHNKE J.J. and BIANCHI W.J. - 1965 - *Pressure distribution in layered sand columns during transient and steady-state flows.*
Water Resources Res. : 1, 557-562.

BOLT G.H. and FRISEL M.J. - 1960 - *Thermodynamics of soil moisture.*
Netherland J. Agric. Sci. : 8, 57-58.

BROOKS R.H. and COREY A.T. - 1966 - *Properties of porous media affecting fluid flow.*
Proc. A.S.C.E., J. of the Irrigation and Drainage Division : IR2, 61-88.

BRUTSKERN R.L. and MOREL-SEYTOUX H.J. - 1970 - *Analytical treatment of two-phase infiltration.*
Proc. A.S.C.E. , J. of the Hydraulics Division : HY 12 : 2535-2548.

BUCKLEY S.E. and LEVERETT M.C. - 1942 - *Mechanism of fluid displacement in sands.*
Trans. A.I.M.E., 146 : 107-116.

BYBORDI M. - 1967 - *Moisture profiles in layered porous materials during steady-state infiltration.*
Soil Sci. : 105 ; 379-383.

CHILDS E.C. - 1936 - *The transport of water through heavy clay soils : I, III.*
J. Agric. Sci. : 26, 114-141 et 527-545.

CHILDS E.C. - 1947 - *The water table, équipotentials and streamlines in drained land : V. The moving water table.*
Soil Sci. : 63, 361-376.

CHILDS E.C. and COLLIS-GEORGE W. - 1950 - *Permeability of porous materials.*
Proc. Roy. Soc. (London) Ser.A : 201, 392-405.

COLLIS-GEORGE N. - 1955 - *Hysteresis in moisture content - suction relationships in soils.*
Proc. Nat. Acad. Sci. (India) - Allahagad : 24 A , 80-85.

COLLIS-GEORGE N. and YOUNGS E.G. - 1958 - *Some factors determining water table height in drained homogeneous soil.*
J. Soil Sci. : 9, 332-338.

DAIAN J.F. - 1971 - *Etude "in-situ" des transferts d'eau dans la zône non saturée : application à une méthode d'estimation du bilan hydrique.*
Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Scientifique et Médicale de Grenoble.

DAVIDSON J.M., BIGGAR J.W. and NIELSEN D.R. - 1963 - *Gamma-radiation attenuation for measuring bulk density and transient water flow in porous media.*
J. of Geophysical Research : 16 , 4777-4783.

DAY P.R. and LUTHIN J.N. - 1953 - *Pressure distribution in layered soils during continuous water flow.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 17, 87-91.

DAY P.R. and LUTHIN J.N. - 1956 - *A numerical solution of the differential equation of flow for a vertical drainage problem.*
Soil Sci. Amer. Proc. : 20, 443-447.

DE BACKER L.W. - 1967 - *The measurement of Entrapped gaz in the study of Unsaturated Flow Phenomena.*
Water Ressources Res. : 3, 245-249.

FEODOROFF A. - 1965 - *Etude expérimentale de l'infiltration de l'eau non saturante.*
Thèse de Docteur-Ingénieur, Faculté des Sciences. Paris.

FREE J.R. and PALMER V.J. - 1940 - *Relationship of infiltration air movement and pore size in graded silica sand.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 5, 390-398.

FRITTON D.D. - 1969 - *Resolving time, Mass absorption Coefficient and water content with gamma-ray attenuation.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 33 , 651-655.

GARDNER W.R. - 1962 - *Approximate solution of a monsteady state drainage problem.*
Soil Sci. Amer. Proc. : 26, 129-132.

GRODSTEIN G.W. - 1957 - *X-ray attenuation coefficients from 10 Kev to 100 Kev.*
N.S.B. Circular 583.

GUELIN P. - 1969 - *Milieux Poreux non saturés et théories des mixtures.*
Bull. A.I.H.S. : XIV, 29-47.

HANKS R.J. and BOWERS S.A. - 1962 - *Numerical solution of the moisture flow equation for infiltration into layered soils.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 26, 530-534.

IBRAHIM H.A. and BRUTSAERT W. - 1968 - *Intermittent infiltration into soils with hysteresis.*
Proc. ASCE, J. of the Hydraulics Division : HY 1, 113-117.

JENSEN M.E. and HANKS R.J. - 1967 - *Non steady state drainage from porous media.*
Proc. ASCE, J. of the Irrigation and Drainage Division ; JR 3 : 209-231.

LIARAPOULOS A.C. - 1965 - *Theoretical solution of the unsteady unsaturated flow problems in soils.*
Bull. A.I.H.S., vol. 10 : 1, 5-39.

KIRKHAM D. and GASKELL R.E. - 1951 - *Falling water table in tile and ditch drainage.*
Soil Sci. Amer. Proc. : 15, 37-42.

LIGON J.T., JOHNSON P.H. and D. KIRKHAM - 1962 - *Unsteady-state drainage of fluid from a vertical columns of porous material.*
J. Geophysical Res. : 67, 5199-5204.

MC. WHORTER D.B. - 1971 - *Infiltration affected by flow of air.*
Hydrology Paper n°49. Colorado State University. Fort-Collins, Colorado.

MILLER D.E. and GARDNER W.H. - 1962 - *Water infiltration into stratified soil.*
Soil Sci. Soc. Am. Proc. : 26, 115-118.

MILLER R.D. and RICHARD F. - 1952 - *Hydraulic gradients during infiltration in soils.*
Soil Sci. Soc. Am. Proc. : 16, 33-38.

NIELSON D.R., DON KIRKHAM and VAN WIJK W.R. - 1961 - *Diffusion equation calculations of field soil water infiltration profiles.*
Soil Sci. Soc. Am. Proc. : 25, 165-168.

PECK A.J. - 1965 - *Moisture profile development and air compression during water uptake by bounded porous bodies. 2 - Horizontal columns.*
Soil Sci. : 99, 327-334.

PECK A.J. - 1965 - *Moisture profile development and air compression during water uptake by bounded porous bodies. 3 - Vertical columns.*
Soil Sci. : 100, 44-51.

PHILLIP J.R. - 1969 - *The theory of infiltration, in advances in Hydroscience, Vol.5, 215-296. Academic Press. New-York.*

POULOVASSILIS A. - 1968 - *Steady-state potential and moisture profiles in layered porous media.*
Soil Sci. : 107, 47-52.

REGINATO R.J. et VAN BAVEL C.H.M. - 1964 - *Soil water measurement with gamma attenuation.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 28, 721-724.

RICHARDS L.A. - 1931 - *Capillary conduction of liquids through porous medium.*
Physics : 1, 318-333.

RUBIN J. - 1966 - *Theory of rainfall uptake by soils initially drier than their field capacity and its applications.*
Water Resources Res. : 2, 739-749.

RUBIN J. - 1967 - *Numerical method for analyzing hysteresis affected post-infiltration redistribution of soil moisture.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 31, 13-21.

RUBIN J. and STEINHARDT R. - 1963 - *Soil water relations during rain infiltration : I. Theory.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 27, 246-251.

RUBIN J., STEINHARDT R. and REINIGER P. - 1964 - *Soil water relations during rain infiltration. II.Moisture content Profiles during rains of low intensities.*
Soil Sci. Amer. Proc. : 28, 1-15.

RUBIN J. and STEINHARDT R. - 1964 - *Soil water relations during rain infiltration : III. Water uptake at incipient ponding.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 28, 614-620.

SEDGLEY R.H. - 1967 - *Pressure head relationships in a porous media.*
Ph. D. Thesis, University of Illinois.

SMILES D.E., VACHAUD G. et VAUCLIN M. - 1971 - *A test of the uniqueness of the soil moisture characteristic during transient, non hysteretic flow of water in rigid soil.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 35, 534-539.

STAPLE W.J. - 1962 - *Hysteresis effects in soil moisture movement.*
Can. J. Soil Sci. : 42, 247-253.

SWARTZENDRUBER D. - 1968 - *The applicability of Darcy's law.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 30, 156-162.

THONY J.L. - 1970 - *Etude expérimentale des phénomènes d'hystérésis dans les écoulements en milieux poreux non saturés.*
Thèse de Docteur-Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble.

TOPP G.C. - 1971 - *Soil-Water Hysteresis. The domain Theory extended to Pore Interaction conditions.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 35, 219-225.

TOPP G.C. and MILLER E.E. - 1966 - *Hysteretic moisture characteristic and hydraulic conductivities for glass bead media.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 30, 156-162.

TOPP G.C., KLUTE A. and PETERS D.B. - 1967 - *Comparison of water content-pressure head data obtained by equilibrium, steady-state and unsteady state methods.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 31, 312-314.

VACHAUD G. - 1966 - *Vérification de la loi de Darcy généralisée et détermination de la conductivité hydraulique à partir d'une infiltration horizontale.*
Inter. Symp. on water in the Unsaturated zone. Wageningen, Pays-Bas, Ib-12.

VACHAUD G. - 1966 - *Etude d'une redistribution après l'arrêt d'une infiltration.*
Bull. A.I.H.S. : 82, 415-428.

VACHAUD G. - 1968 - *Contribution à l'étude des problèmes d'écoulements en milieux poreux non saturés.*
Thèse de Doctorat ès-Sciences Physiques. Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble.

VACHAUD G. et WAKIL M. - 1970 - *Etude expérimentale des phénomènes d'hystérésis dans les écoulements en milieux poreux non saturés. Etude de la conductivité hydraulique.*
C.R. Acad. Sci. Paris. : 171, 175-178.

VACHAUD G., VAUCLIN M. et WAKIL M. - 1971 - *Sur la non unicité de la relation ψ (θ) pendant le drainage d'une colonne verticale. Dépendance entre ψ et $\frac{\partial \psi}{\partial t}$.*
C.R. Acad. Sci. Paris, : 272, 1265-1269.

VACHAUD G., VAUCLIN M. and WAKIL M. - *Additional information on the uniqueness of the soil moisture characteristics during drainage.*
Note to Soil Sci. Soc. Amer. Proc. Submitted for publi., 1971.

VACHAUD G., VAUCLIN M., WAKIL M. and KHANJI D. - *Effects of air Pressure during water flow in an unsaturated, stratified vertical column of soil.*
Submitted for publi. to Water Resources Res., 1972.

VAUCLIN M. - 1971 - *Effets dynamiques sur la relation succion-teneur en eau lors d'écoulements en milieu non saturé.*
Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Scientifique et Médicale de Grenoble.

WACK B. - 1969 - *Mesures par radioactivités en mécanique des sols.*
Thèse de Doctorat ès-Sciences Physiques. Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble.

WATSON K.K. - 1965 - *Some operating characteristics of a rapid response tensiometer system.*
Water Resources Res. : 1, 577-586.

WATSON K.K. - 1966 - *An instantaneous profile method for determining the hydraulic conductivity of unsaturated porous materials.*
Water Resources Res. : 2, 709-715.

WATSON K.K. - 1967 - *Response behaviour of a tensiometer-pressure transducer system under conditions of changing pore air pressure.*
Soil Sci. : 104, 439-443.

WATSON K.K. - 1971 - *Numerical Analysis of finite depth problems in soil-water hydrology.*
Nordic Hydrology ; II, 1-22.

WATSON K.K. and WHISLER F.D. - 1968 a - *System dependence of the water content-pressure head relationship.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 32, 121-123.

WATSON K.K. and WHISLER F.D. - 1968 b - *Letter to the Editor.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 32, 892.

WHISLER F.D. and BOUWER H. - 1970 - *Comparison of methods for calculating vertical drainage and infiltration for soils.*
J. of Hydrology : 10, 1-19.

WHISLER F.D. et KLUTE A. - 1965 - *The numerical analysis of infiltration, considering hysteresis, into a vertical soil column at equilibrium under gravity.*
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. : 29, 489-494.

WHISLER F.D. et KLUTE A. - 1967 - *Rainfall infiltration into a vertical column.*
Trans. Am. Soc. Agric. Eng.: 10, 391-395.

WHISLER F.D. and KLUTE A. - 1967 - *Analysis of infiltration into stratified soil columns.*
Bull. A.I.H.S. : 82, 451-456.

WHISLER F.D. and WATSON K.K. - 1968 - *One-dimensional gravity drainage of uniform columns of porous materials.*
J. Hydrology : 6, 277-296.

WILSON L.G. and LUTHIN J.N. - 1963 - *Effect of air flow ahead of the wetting front on infiltration.*
Soil Sci. : 96, 136-143.

YOUNGS E.G. - 1957 - *Moisture profiles during vertical infiltration.*
Soil Sci. : 84, 283-290.

YOUNGS E.G. - 1958 - *Redistribution of moisture in porous materials after infiltration.*
Soil Sci. : 86, 117-125.

YOUNGS E.G. - 1960 - *The drainage of liquids from porous materials.*
J. Geophys. Res. : 65, 4025-4030.

YOUNGS E.G. and PECK A.T. - 1964 - *Moisture profile developpement and air compression during water uptake by bounded porous bodies. A- Theoretical introduction.*
Soil Sci. : 97, 307-311.

Thèse de Doctorat d'Etat de M. WAKIL Mikhaïl

Dernière page d'une thèse

VU

Grenoble, le 17 Février 1972

le Président de la thèse

L. SANTON

VU, et permis d'imprimer,

Grenoble, le

le Président de l'Université
Scientifique et Médicale

M. SOUTIF